

COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MILIEUX GRANULAIRES SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES: APPLICATION AUX FONDATIONS DE CHAUSSÉES

THÈSE N° 2488 (2001)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Frédéric MAYORAZ

ingénieur civil diplômé EPF
de nationalité suisse et originaire de Hérémence (VS)

acceptée sur proposition du jury:

Prof. L. Vulliet, directeur de thèse
Dr M. Gencer, rapporteur
Prof. P.-Y Hicher, rapporteur
Prof. A. Schleiss, rapporteur
Dr W. Steiner, rapporteur

Lausanne, EPFL
2002

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans ce document est certes le fruit d'une recherche personnelle. Il n'aurait cependant pas pu voir le jour sans l'intervention de plusieurs personnes que j'aimerais chaleureusement remercier ici.

J'exprime ma reconnaissance au prof. Dr L. Vulliet, directeur du Laboratoire de Mécanique des Sols (LMS) de l'EPFL pour avoir accepté de diriger ce travail, pour la confiance qu'il m'a accordée dans la réalisation de ce projet, ainsi qu'au Dr L. Laloui pour ses encouragements et judicieux conseils scientifiques et méthodologiques.

Je remercie le Prof. Dr. M. Hirt, président de la commission de recherche du Département de Génie Civil de l'école, d'avoir conduit le jury de cette thèse ainsi que les membres de ce jury, M. le Prof. Dr P.-Y. Hicher de l'Ecole Centrale de Nantes, M. le Dr. M. Gencer de Karakas-Français SA à Lausanne, M. le Dr W. Steiner de B+S Ing. SA à Berne et M. le Prof A. Schleiss du Laboratoire de Constructions Hydrauliques de l'EPFL pour leurs avis et critiques constructives.

Les essais présentés dans ce travail ont pu être réalisés grâce à l'aide de l'équipe des LMS-LMR et grâce à la collaboration avec d'autres laboratoires de l'école et à l'étranger : le Laboratoire des Voies de Circulation (LAVOC), le Laboratoire des Matériaux de Constructions (LMC) ainsi que le Laboratoire des Ponts et Chaussées de St-Brieuc (LRPC). Je remercie leurs directeurs respectifs, M. le prof. A.-G. Dumont et M. le Prof. Dr C. Huet et le Dr O. Hameury (LRPC) d'avoir permis cette synergie, ainsi que MM. P. Dubey, L. Gastaldo, S. Tschäppät, S. Turnheer et L. Pittet (LMS), MM. Marguerat et Lombardi (LMR), et M. J. Perret (LAVOC) pour leur aide dans l'acquisition de mesures.

J'adresse une mention particulière à MM. G. Gruaz, J.-F. Mottier et P. Simonin et E. Denarié pour leurs conseils dans la conception et la réalisation des différents essais et MM. A. Müller et G. Joliat pour leur aide informatique. Je remercie également M. E. Devantay pour son aide dans la mise au point des mesures de morphologies ainsi que M. S. Rolshoven pour ses conseils concernant la modélisation constitutive.

Finalement, ma gratitude va aux collaborateurs des LMS-LMR. Les nombreuses années que j'ai passées dans ces laboratoires m'ont permis de côtoyer et d'apprécier un grand nombre de personnes qu'il m'est impossible de tous nommer ici. Je me bornerai à citer mes précédents et actuels collègues assistants-doctorants, avec qui j'ai pu partager non seulement les problèmes scientifiques et techniques mais aussi les problèmes humains du doctorant : Mlles B. Heidenreich et F. Bouchelaghem, MM. S. Ambert, E. Bardou, C. Cekerevac, R. Gärber, A. Rifaii, L. Schillinger, et tout spécialement les Dr F. Geiser, S. Montani Stoffel, G. Grasselli, J. Habimana, F. Huot et G. Klubertanz, mes compagnons de la première heure.

Merci enfin à Fabienne, ainsi qu'à tous mes proches, famille et amis pour leur indéfectible soutien.

REMERCIEMENTS

RÉSUMÉ - ABSTRACT

NOTATIONSx-xiii

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION 1

1.1 Problématique	1
1.1.1 Comportement des fondations de chaussées	1
1.1.2 Récupération des matériaux d'excavation	2
1.1.2.1 Prévisions de récupération de déblais de tunnels en Suisse	2
1.1.2.2 Exemples de réutilisation	4
1.2 Principe de dimensionnement routier	5
1.2.1 Nomenclature	5
1.2.2 Les normes suisses	6
1.2.2.1 Dimensionnement des chaussées.	7
1.2.2.2 Terrain naturel, infrastructure et gel	7
1.2.2.3 Superstructure	8
1.2.2.4 Exigences relatives aux matériaux et aux couches	9
1.2.3 La pratique dans les autres pays européens	10
1.2.3.1 Exigences structurales et fonctionnelles	11
1.2.3.2 Dimensionnement	13
1.2.3.3 Essais standards sur les graves non-liées	13
1.3 Conclusions	14
1.3.1 Commentaires	14
1.3.2 But de cette recherche	16
1.3.3 Organisation de ce document	16

CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DES SOLLICITATIONS D'UNE FONDATION DE CHAUSSEE 19

2.1 Introduction	19
2.2 Sollicitations mécaniques	20
2.2.1 Simulations élastiques	21
2.2.2 Simulations élastoplastiques	22
2.2.3 Commentaires et conclusions	25
2.3 Essais mécaniques accélérés en vraie grandeur	25
2.3.1 Buts de la campagne de mesures	26
2.3.2 Montage expérimental	26
2.3.2.1 Géométrie et caractéristiques de la planche d'essais	26
2.3.2.2 Mise en place et teneur en eau	28
2.3.2.3 Equipement et instrumentation	28
2.3.3 Programme de mesures	30
2.3.3.1 Phase I	30
2.3.3.2 Phase II	31

2.3.4 Résultats	31
2.3.4.1 Phase I : comportement résilient	31
2.3.4.2 Phase II : accumulation des déformations permanentes	33
2.3.5 Simulations numériques FEM	33
2.3.5.1 Maillage et paramètres	33
2.3.6 Résultats	35
2.3.7 Conclusions	37
2.4 Autres sollicitations	38
2.4.1 Sollicitation hydrique	38
2.4.2 Sollicitation thermique	39
2.4.2.1 Validation du modèle 1D et des paramètres de matériaux.....	39
2.4.2.2 Profil de température en profondeur	41
2.4.2.3 Etat thermo-mécanique d'un granulat.....	41
2.4.3 Commentaires et conclusions	45
2.5 Conclusions	45

CHAPITRE 3 : REVUE DES ESSAIS ET DES LOIS CONSTITUTIVES POUR LES MATÉRIAUX GRANULAIRES

3.1 Introduction	47
3.2 Comportement expérimental des milieux granulaires	47
3.2.1 Comportement en contraintes et déformations	47
3.2.1.1 Comportement élastique.....	51
3.2.1.2 Comportement plastique	53
3.2.1.3 Essais triaxiaux cycliques dans le domaine routier.....	56
3.2.2 Effet de l'anisotropie initiale et induite	58
3.2.3 Effets de la rotation des contraintes principales	62
3.2.4 Effet de la granulométrie	66
3.2.5 Effet de la géométrie des granulats	66
3.2.6 Influence de la teneur en eau	67
3.2.7 Rupture des grains et attrition	68
3.2.7.1 Mesures de la rupture.....	69
3.2.7.2 Chemins monotones.....	69
3.2.7.3 Chemins cycliques	76
3.2.8 Commentaires et conclusions	77
3.3 Lois de comportement	78
3.3.1 Elasticité non-linéaire	78
3.3.1.1 Travaux de Hertz et Mindlin.....	79
3.3.1.2 Modèle K-q	81
3.3.1.3 Modèle de Boyce.....	81
3.3.2 Comportement plastique	84
3.3.3 Elastoplasticité	85
3.3.3.1 Chemins monotones et écrouissage isotrope.....	85
3.3.3.2 Loi de Cam-Clay	86
3.3.3.3 Chemins cycliques et écrouissage cinématique	89
3.3.3.4 Modèle de Hujeux	93
3.3.4 Elasto-viscoplasticité	99
3.3.4.1 Viscoplasticité dans les géomatériaux	102

3.3.4.2 Pseudo-viscoplasticité	103
3.3.5 Rupture de grains - endommagement	103
3.3.5.1 Chemins monotones	103
3.3.6 Commentaires et conclusions	104
3.4 Conclusions.	105

CHAPITRE 4 : ESSAIS EN LABORATOIRE 107

4.1 Introduction	107
4.2 Matériaux	107
4.2.1 Introduction	107
4.2.2 Sable de quartz	107
4.2.3 Calcaire de Varen	108
4.2.4 Grès de Villarlod	110
4.2.5 Conclusion	110
4.3 Techniques expérimentales	110
4.3.1 Introduction	110
4.3.2 Compression triaxiale conventionnelle (CTC) et cisaillement simple (SS)	111
4.3.2.1 Mise en place.....	112
4.3.3 Mesures acquises	113
4.3.4 Oedomètre de grand diamètre	114
4.3.4.1 Développement de l'appareil	114
4.3.4.2 Mesures acquises.....	117
4.3.4.3 Mise en place de l'échantillon.....	117
4.3.5 Oedomètre à paroi souple de grand diamètre	118
4.3.5.1 Développement de l'appareil	118
4.3.5.2 Etalonnage.....	120
4.3.6 Triaxial de grand diamètre	121
4.3.6.1 Appareillage et acquisition des mesures	121
4.3.6.2 Mise en place des échantillons	122
4.3.7 Analyse morphologique des grains par imagerie numérique	122
4.3.7.1 Systèmes et paramètres à déterminer	123
4.3.7.2 Réglages et acquisition des images	124
4.3.7.3 Mise en place.....	125
4.3.7.4 Traitement morphologique	126
4.3.7.5 Détermination de l'angularité : la transformée de Hough.....	126
4.3.7.6 Implémentation.....	127
4.3.8 Commentaires et conclusions	129
4.4 Essais avec rotation des contraintes principales	130
4.4.1 Introduction	130
4.4.2 Programme des essais	130
4.4.3 Résultats	133
4.4.3.1 Essais monotones	133
4.4.3.2 Essais cycliques.....	134
4.4.4 Commentaires et conclusions	140
4.5 Essais sur grave routière	141
4.5.1 Introduction	141

4.5.2 Programme des essais	141
4.5.3 Résultats des essais monotones	144
4.5.3.1 Essais triaxiaux à la rupture	145
4.5.4 Résultats des essais cycliques à l'oedomètre	146
4.5.4.1 Comportement élastique.....	146
4.5.4.2 Comportement plastique	148
4.5.5 Résultats au triaxial cyclique	149
4.5.5.1 Comportement élastique.....	149
4.5.5.2 Comportement plastique	151
4.5.6 Commentaires et conclusions	151
4.6 Ruptures de grains	153
4.6.1 Introduction	153
4.6.2 Programme des essais	153
4.6.3 Evolution granulométrique	153
4.6.3.1 Essais sur granulométrie étendue G1	153
4.6.3.2 Essais sur granulométrie droite	154
4.6.3.3 Essais comparatifs sur calcaires et grès	156
4.6.4 Mesures morphologiques	158
4.6.4.1 Mise en place.....	158
4.6.4.2 Test de la mesure d'angularité	159
4.6.4.3 Echantillon de grès.....	160
4.6.4.4 Echantillon de Varen.....	163
4.6.5 Commentaires et conclusions	163
4.7 Conclusions	165
 CHAPITRE 5 : MODÈLES CONSTITUTIFS	 167
5.1 Introduction	167
5.2 Comportement élastique	167
5.2.1 Grave de fondation	167
5.3 Comportement plastique	170
5.3.1 Approche élastoplastique	170
5.3.1.1 Sable de fonderie.....	171
5.3.1.2 Grave de fondation.....	172
5.3.1.3 Commentaires et conclusions.....	175
5.3.2 Approche viscoplastique	175
5.3.2.1 Développement du modèle.....	176
5.3.2.2 Intégration de la loi d'écoulement de Perzyna.....	176
5.3.2.3 Direction des déformations plastiques	178
5.3.2.4 Détermination de la forme du potentiel	179
5.3.2.5 Fonction de charge et loi d'écrouissage	180
5.3.2.6 Détermination des paramètres.....	183
5.3.3 Implémentation	187
5.3.3.1 Surface de type Cam-Clay modifié.....	187
5.3.3.2 Imposition de la charge.	188
5.3.3.3 Etude paramétrique	189
5.3.4 Résultats	191
5.3.4.1 Chemins de calage.....	191

5.3.4.2 Simulations avec la déformation volumique plastique comme variable d'écrouissage.....	193
5.3.4.3 Simulations avec la déformation déviatoire comme variable d'écrouissage .	196
5.3.5 <i>Commentaires et conclusions</i>	196
5.4 Conclusions	197
 CHAPITRE 6 : CONCLUSIONS	 199
6.1 Perspectives	200
 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	 201
 ANNEXE 1 : : ESSAIS HALLE FOSSE	 209
ANNEXE 2 : : LUMPED CAPACITANCE METHOD	213
ANNEXE 3 : : ELASTICITÉ AXISYMETRIQUE	215
ANNEXE 4 : : MODE OPÉRATOIRE DES ESSAIS TRIAXIAUX SUR SABLE	223
ANNEXE 5 : : CALCULS D'ERREURS	225
ANNEXE 6 : : TRANSFORMÉE DE HOUGH	229
ANNEXE 7 : : ESSAIS EN LABORATOIRE	237
ANNEXE 8 : : BASES THERMODYNAMIQUES DE L'ELASTOPLASTICITÉ	269
ANNEXE 9 : : DERIVEES	273

RESUME

Ce travail traite de la caractérisation et de la modélisation du comportement d'une grave de fondation routière composée d'un matériau brut d'excavation de tunnel et soumise au passage répété d'essieux. Les granulats qui la composent ne répondent généralement pas aux standards de forme pour entrer dans la composition de graves routières. Il entre dans le cadre du projet COST 337 : "Unbound granular materials for road pavements" dont le but est de donner un état de l'art sur la pratique du dimensionnement des fondations routières en Europe (production de matériau, essais en laboratoire ou in-situ, modélisation du comportement mécanique).

Tout d'abord, on décrit les diverses sollicitations que peut subir une fondation de chaussée (mécanique, thermique, hydrique) en se concentrant sur les sollicitations mécaniques. Des essais accélérés en vraie grandeur et des simulations aux éléments finis permettent de connaître les ordres de grandeur des contraintes et déformations ainsi que d'appréhender la rotation des contraintes principales dues au passage d'un essieu.

Ensuite, des essais cycliques sur un sable sont réalisés en laboratoire afin d'estimer le rôle que joue la rotation des contraintes principales sur la déformabilité des milieux granulaires et dans l'importance de tenir compte de ce phénomène dans la modélisation. D'autres essais en laboratoire à grand nombre de cycles (80'000 à 250'000) sont réalisés selon divers chemins de contraintes proportionnels sur des échantillons de grand diamètre (160 et 250 mm) de grave. Le but de ces essais est de mesurer l'évolution des caractéristiques élastiques (rigidification du matériau) et plastiques (accumulation des déformations permanentes) au cours des cycles. Des outils d'imagerie numérique sont développés afin de juger d'une éventuelle modification de morphologie des granulats de ce matériau non standard.

Enfin, la modélisation de l'accumulation des déformations plastiques est abordée selon la théorie de l'élastoplasticité et de la viscoplasticité. Pour pallier aux limites de l'élastoplasticité à simuler de nombreux cycles (>100), une approche viscoplastique est développée. Cette approche élégante, où le nombre de cycles remplace le temps, permet de connaître les déformations permanentes d'une fondation de chaussée en fonction du chemin de contrainte suivi. Elle fournit un outil d'estimation de l'orniérage des couches de fondations.

ABSTRACT

The following work deals with the characterisation of the behaviour of road bases granular material, made of tunnel excavation material and loaded by passing vehicle axles. This granular media, don't correspond generally to the standards demanded for the construction of road pavements. The thesis is a part of the project COST 337 ("Unbound granular materials for road pavements") whose aim is to develop a guideline for the design of road pavements in Europe (material production, laboratory tests, modelling of mechanical behaviour).

At the beginning, several loadings of road pavements are described (mechanical, thermal, hydric), concentrating on mechanical loading. Full-scale tests and finite element simulations led to the knowledge of the order of magnitude of stresses and deformations as well as to the understanding of the rotation of the principal stresses, due to the passing of a vehicle axle.

This theoretical part is followed by laboratory cyclic tests with sand to estimate the influence of the principal stress rotation on the deformability of granular media and the importance to take this phenomenon into account for the modelling. Further laboratory tests were carried out on high diameter samples (160 and 250 mm) made of tunnel excavation material. Those tests were made by performing a large number of cycles (80'000 to 250'000 cycles) and various stress paths. The aim of the tests was to measure the evolution of elastic (stiffening of material) and plastic (accumulation of permanent deformations) material characteristics during the cycles. Tools have been developed in the framework of image analysis to assess the eventual change of morphology of this non-standard granular media.

Finally the modelling of the accumulation of plastic deformations is discussed in accordance to the theory of elasto-plasticity and visco-plasticity. To remove the limits of elasto-plasticity to simulate a large number of cycles, a visco-plastic approach is developed. The elegant approach, replacing the time by the number of cycles, allows to approximate the permanent deformations of a road pavement in dependence on the stress path. It provides a tool to estimate the rutting in road pavements.

NOTATIONS

Minuscules grecques

α	[-]	paramètre de Hujeux
α_{ε}	[-]	direction des incréments de déformations plastiques
α_Q	[-]	direction de la normale à la surface de charge
β	[-]	pente isotrope élastoplastique, paramètre de Boyce
β^*	[-]	paramètre du modèle viscoplastique
γ	[-]	glissement
γ	[-]	coefficient d'anisotropie
γ_{oct}	[-]	distortion octaédrique
ε_v	[-]	déformation volumique
ε_v^p	[-]	déformation volumique plastique
ε_q	[-]	déformation déviatoire
ε_q^p	[-]	déformation déviatoire plastique.
δ_{ij}	[-]	symbole de Kronecker
$\boldsymbol{\varepsilon}, \varepsilon_{ij}, \boldsymbol{\varepsilon}^e, \varepsilon_{ij}^e, \boldsymbol{\varepsilon}^p, \varepsilon_{ij}^p$	[-]	tenseur des déformations (totales, élastiques, plastiques), respectivement composantes des ces tenseurs
$\varepsilon_{q,ij} = \varepsilon_{ij} - 1/3 \varepsilon_{kk}$	[-]	tenseur des déformations déviatoires
η	[-]	pente de la sollicitation dans le plan $p'-q$
η_0	[-]	pente moyenne de la sollicitation dans le plan $p'-q$
η_f	[-]	pente finale de la sollicitation
λ	[-]	pente isotrope plastique, multiplicateur plastique
λ	[kPa]	coefficient de Lamé
κ	[-]	pente isotrope élastique
κ_p	[-]	variable d'écrouissage
μ	[-]	coefficient de Lamé
ν	[-]	coefficient de Poisson
ν_{hh}, ν_{vh}	[-]	coefficient de Poisson anisotrope
ϕ	[°]	angle de frottement interne
ϕ	[-]	fonction de Perzyna
ψ	[°]	angle de dilatance
ρ	[t/m ³]	poids volumique
ρ_d	[t/m ³]	poids volumique sec
ρ_s	[t/m ³]	poids volumique des grains
$\boldsymbol{\sigma}, \sigma_{ij}, \boldsymbol{\sigma}', \sigma'_{ij}$	[kPa]	tenseur des contraintes (totales, effectives), respectivement composantes de ces tenseurs
σ_c	[kPa]	contrainte de confinement
τ_{oct}	[kPa]	contrainte octaédrique
θ	[°]	angle de Lode

Majuscules grecques

Δx	[-]	erreur absolue sur la mesure de la grandeur x
Γ	[-]	pseudoviscosité

Minuscules latines

a	[mm]	longueur d'un grain, coordonnée du centre d'un cercle
a_m	[-]	paramètre de Hujeux
b	[mm]	largeur d'un grain, coordonnée du centre d'un cercle
b	[-]	paramètre de Hujeux
b	[-]	rapport des contraintes intermédiaires
c	[mm]	épaisseur d'un grain
c'	[kPa]	cohésion
c_u	[-]	coefficient d'uniformité
c_z	[-]	coefficient de courbure
d	[-]	paramètre de Hujeux
d_{10}, d_{50}, d_{60}	[mm]	diamètres caractéristiques
e	[-]	indice de vide.
e_0	[-]	indice de vide initial
e_{max}	[-]	indice de vide maximal
e_{min}	[-]	indice de vide minimal
e_s	[V]	tension d'alimentation
h	[-]	facteur convectif
h	[-]	paramètres d'écrouissage
m	[-]	loi d'écrouissage
m	[-]	vecteur liant les centroïdes des grains
n	[-]	porosité, paramètre de la loi de Perzyna
n	[-]	vecteur normal
k	[W/mK]	conductivité thermique
p'	[kPa]	pression moyenne effective
p_0	[kPa]	pression initiale
p_c	[kPa]	pression de consolidation
q	[kPa]	déviateur des contraintes
r	[mm]	rayon
r_{el}	[-]	rayon élastique (loi de Hujeux)
r_{hys}	[-]	rayon hystérétique (loi de Hujeux)
r_{mbl}	[-]	rayon mobilisé (loi de Hujeux)
$s, s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij}$	[kPa]	tenseur déviatorique des contraintes, respectivement composantes de ce tenseur.
t	[mm]	épaisseur
u	[kPa]	pression d'eau
v_m	[V]	tension de déséquilibre

w	[%]	teneur en eau
x_{PM}		plage de mesure de la grandeur x
$\langle x \rangle = \frac{x + x }{2}$		parenthèses de Macauley

Majuscules latines

A	[mm ²]	aire
A	[-]	accumulateur
\mathbf{A}	[-]	tenseur d'anisotropie
C	[J/kgK]	chaleur spécifique
C_c	[-]	compressibilité plastique
C_s	[-]	compressibilité élastique
Cr	[-]	coefficient d'écrasement
D	[mm]	diamètre d'un échantillon
D	[-]	amortissement
\mathbf{D}^e, D_{ijkl}	[kPa]	tenseur des rigidités élastiques, respectivement composantes de ce tenseur
Dr	[%]	densité relative
$E = \frac{\Delta x}{x_{PM}}$	[-]	erreur relative, précision de la mesure de la grandeur x
E	[MPa]	module d'élasticité
E	[MJ/m ³]	énergie Proctor
$E(\mathbf{n})$	[-]	distribution spatiale des normales
E_h	[MPa]	module d'élasticité horizontal
E_v	[MPa]	module d'élasticité verticale
F	[kPa]	surface de charge
\mathbf{F}	[-]	tenseur de fabrique
F_c	[Hz]	fréquence de coupure
F_c	[N]	force de contact
F_e	[Hz]	fréquence d'échantillonnage
G	[Mpa]	module de cisaillement
H	[mm]	hauteur d'un échantillon
H	[-]	module plastique
\mathbf{H}	[-]	tenseur d'anisotropie
HT	[-]	transformée de Hough
$I_1 = \varepsilon_{kk} = \varepsilon_v$	[-]	premier invariant du tenseur des déformations ou déformation volumique
$I_{2D} = \frac{1}{2} \varepsilon_{s_{ij}} \varepsilon_{s_{ij}}$	[-]	deuxième invariant du tenseur des déformations déviatoires
$J_1 = \sigma_{kk}$	[kPa]	premier invariant du tenseur des contraintes
$J_{2D} = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}$	[kPa ²]	deuxième invariant du tenseur déviatorique des con-

		traintes
$J_{3D} = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{ki}$	[kPa ³]	troisième invariant du tenseur déviatorique des contraintes
K	[Mpa]	module volumique
K ₀	[-]	coefficient des terres au repos
K _r	[-]	coefficient d'angularité de Krumbein
M	[-]	pente d'état critique
M _r	[MPa]	module résilient
N ₀	[-]	nombre de coordination (nombre de contact par volume)
N	[-]	nombre de cycles, nombre de contact
P	[mm]	périmètre
P(n)	[-]	probabilité de contacts dans la direction n
Q	[kPa]	potentiel plastique
R	[Ω]	résistance de jauge
R _c	[kPa]	résistance à la compression simple
SN	[-]	valeur de structure
T	[K]	température
W _p	[kPa]	travail plastique

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION

1.1 Problématique

L'étude du comportement des matériaux granulaires, terme qui au long de ce travail se rapporte à des sols grossiers (sables et graviers), soumis à des sollicitations mécaniques cycliques est réalisée dans toute une série de domaines divers parmi lesquels on peut par exemple citer (Studer et Koller 1997):

- l'ingénierie géotechnique : dimensionnement de fondations de machines vibrantes, d'ouvrages de protection contre les chocs (par exemple, chutes de blocs rocheux);
- l'ingénierie sismique : étude des effets de site, dimensionnement de barrages et de fondations, stabilité de pentes;
- les procédés de construction : effets des explosifs, compactage dynamique des sols, fonçage de pieux;
- la reconnaissance des sols : caractérisation in situ ou en laboratoire, techniques géophysiques pour l'estimation des couches du terrain;
- l'ingénierie offshore : dimensionnement de plate-formes pétrolières ou d'éléments portuaires soumis à la houle;
- l'ingénierie des transports : dimensionnement de pistes d'aéroport, voies de chemins de fer et routes;

Notons que tous ces domaines ne s'intéressent pas à la même gamme de fréquence de sollicitations. Celles-ci peuvent aller de quelque Hz, dans le cas des fondations offshore, jusqu'à plusieurs dizaines de kHz dans certaines techniques de reconnaissance des sols et des roches. Dans ce travail on ne s'intéressera qu'aux phénomènes cycliques, qui se distinguent des phénomènes dynamiques, en ce qu'ils ne tiennent pas compte des forces d'inertie. On se concentre de plus sur les applications liées aux fondations de chaussées.

1.1.1 Comportement des fondations de chaussées

Les routes sont des ouvrages soumis à des sollicitations cycliques de toute nature. Le dimensionnement des chaussées est complexe puisque ces dernières sont soumises non seulement à des sollicitations mécaniques, par exemple dues au passage répété d'essieux mais également à des sollicitations hydriques, thermiques voire chimiques (voir chapitre 2). Dû à la complexité de ces sollicitations, le problème du dimensionnement des chaussées est abordé aujourd'hui généralement de manière empirique (voir section 1.2). Si la mécanique du continu et la rhéologie sont utilisées abondamment pour l'étude des matériaux bitumineux composant les couches de surfaces (voir les définitions du Tableau 1.2) par contre, en dehors de l'élasticité, on ne les rencontre pas fréquemment dans l'étude des couches d'assises (base et fondation).

Le dimensionnement de ces couches d'assises, formées essentiellement de graves, a fait l'objet d'un état de l'art et d'une tentative d'harmonisation au niveau européen. Ceci a été réalisé dans le cadre de la COopération européenne dans le domaine de la Science et de la Technique (COST). Un projet COST 337, nommé Unbound granular materials for road pavements a rassemblé 12 pays de l'UE et la Suisse, représentée notamment par le Laboratoire de Mécanique des Sols de l'EPFL, de 1997 à 2001. Ce travail a porté tout d'abord sur une revue des essais utilisés dans toute l'Europe pour caractériser ces matériaux et des modèles constitutifs les plus fréquents permettant

de simuler leur comportement. Il donne ensuite des recommandations pour l'amélioration des procédures d'essais, pour l'utilisation des modèles et pour les futurs axes de recherches prometteurs dans ce domaine (COST-337 2001).

Des constats de ce travail, il ressort que la pratique des essais de caractérisation en laboratoire et in situ des matériaux composant les fondations de chaussées est bien développée dans chaque pays et que l'étude du comportement élastique (dénommé également résilient par la suite) est maîtrisée. Par contre, des lacunes sont à déplorer essentiellement dans l'étude du comportement mécanique à long terme et de l'effet de l'eau. Une motivation de ce travail est donc liée à la compréhension de ces phénomènes de long terme et à leur modélisation.

1.1.2 Récupération des matériaux d'excavation

Une deuxième motivation pour ce travail a trait à l'émergence des matériaux d'excavation, éléments d'avenir dont le comportement est encore à caractériser. En effet, l'extraction et la préparation de granulats de bonne qualité devient de plus en plus difficile dans toute l'Europe, notamment pour des raisons écologiques, ce qui conduit à restreindre fortement l'ouverture de nouvelles gravières et impose des contraintes pour l'exploitation de celles existantes. Le domaine routier est un grand consommateur de ces matériaux pour la construction des couches d'assises des chaussées (voir Figure 1.2 et Tableau 1.1). Ceci requiert de plus en plus l'emploi de sous-produits et de matériaux de récupération ou de recyclage (produits de démolition, déblais d'excavations, déchets traités), lesquels nécessitent par ailleurs d'être valorisés pour résoudre le problème de leur stockage.

1.1.2.1 Prévisions de récupération de déblais de tunnels en Suisse

La production suisse actuelle de matériau pierreux est estimée à environ 49 mios to/an (30 mios m³/an) auxquelles viennent s'ajouter 10 mios to/an de matériaux de récupération dont 6 provenant d'excavations (voir Tableau 1.1). Cette dernière valeur dépendra principalement des grands chantiers de ce début de siècle: NLFA (Nouvelles Lignes Ferroviaires sous les Alpes, 37 mios m³) Rail

2000 (14 mios m³) et achèvements des autoroutes (37 mios m³), soit un total de 80 mios m³ à raison d'environ 5 mios m³/an.

On peut remarquer que ces matériaux d'excavation de tunnels représentent actuellement 10 % de la production suisse et pourraient grimper jusqu'à environ 15% constituant ainsi une source non négligeable de granulats

Tableau 1.1 : Production suisse de granulats 1994. Estimation selon sources tirées de *Die mineralisches Rohstoffe der Schweiz*, Schweizerische Geotechnische Kommission, 1997.

Provenance	quantité [Mt]
Sables et Graviers	
Produits des gravières	41.1
Importés	5.8
Total	46.9
Concassé	
Produits des carrières	2.1
Importés	? faible
Total	2.1
Matériaux de récupération	
Matériaux d'excavation, boues de lavages	6
Bétons et déchets routiers	3.1
Ballast	0.6
Autres (verre, cendres ...)	0.8
Total	10.5
Total	59.5

La minéralogie de ces déblais d'excavation est extrêmement variable à cause de la diversité géologique du sous-sol suisse, qui se compose essentiellement de (Descoeudres et al. 2000) :

- Calcaires voire marno-calcaires, dolomites dans le Jura.
- Molasse (grès, calcaires coquilliers, conglomérats) sur le Plateau.
- Granites et gneiss dans les massifs centraux des Alpes.
- Sédiments mesozoïques, tertiaires et permians dans les nappes helvétiques des Alpes.
- Gneiss, quartzites, marbres, dolomites, serpentinites, grès dans les nappes penniques des Alpes.

A cela s'ajoute encore tous les terrains meubles constitués essentiellement d'alluvions (fluvio-glaciaires, torrentielles) et de moraines dont les compositions minéralogiques recoupent celles citées ci-dessus.

Est-ce que ces matériaux peuvent être utilisés sans autres dans les divers domaines du génie-civil? Quels critères doivent-ils satisfaire pour pouvoir être utilisés? Existe-t'il des essais standards pour les mesurer et ces matériaux les satisfont-ils ? Dans la négative quels traitements leur imposer pour les rendre conformes ? Les réponses exhaustives à ces questions dépassent le cadre de ce tra-

vail et sont particulières à chaque ouvrage rencontré étant donné la variété des types de roches et les moyens d'excavations (voir par exemple (Thalmann 1996)).

Jusqu'à présent, la revalorisation des matériaux d'excavation était économiquement inintéressante dû aux quantités suffisantes de graviers alluviaux. Cependant, depuis quelques années, des exemples existent, où l'on s'attache à récupérer les matériaux sur place afin d'économiser des coûts de construction, de transports et de stockage. Nous donnons ci-après l'état actuel de la pratique de la réutilisation des matériaux en Suisse selon une étude menée à l'ISRF (Descoeudres et al. 2000).

1.1.2.2 Exemples de réutilisation

Depuis une dizaine d'années environ existent en Suisse des réalisations qui intègrent un concept de récupération de matériaux. Une enquête réalisée dans le domaine de la construction de tunnels, sur 19 ouvrages présentant un volume total excavé d'environ 9,5 mios m³ en place, a permis de cerner les motivations pour l'établissement de projets de récupération et les types d'utilisation faites avec ces matériaux. Ces résultats sont présentés à la Figure 1.1.

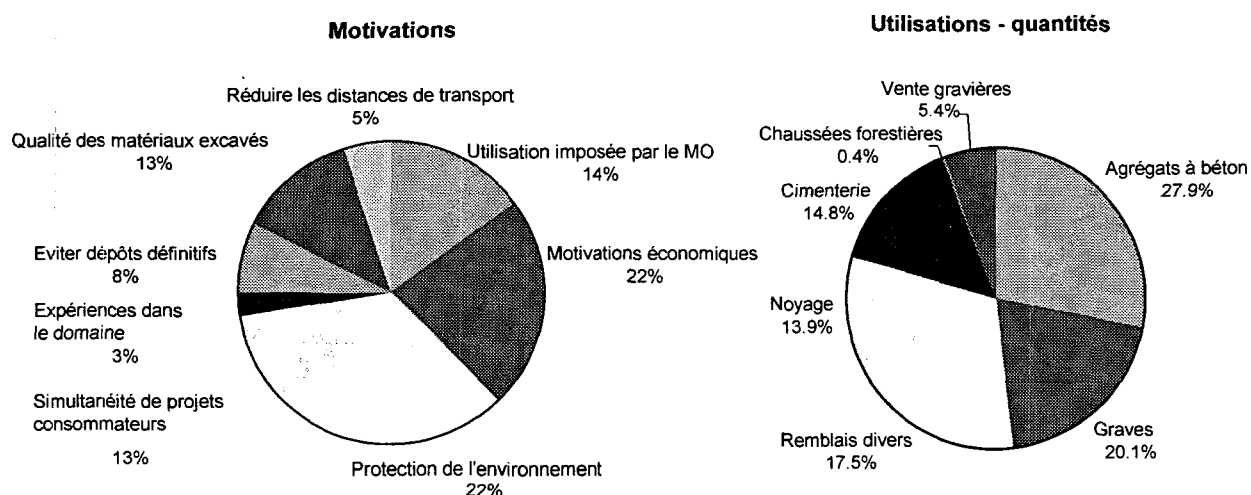


Fig. 1.1: Motivations des projets de récupération de matériaux d'excavation et utilisations faites de ces matériaux. Tiré de (Descoeudres et al. 2000).

On constate sur la Figure 1.1 que les causes principales de récupération de matériau ont trait d'abord à des motivations économiques (réduction des coûts des matériaux de construction, de décharge et de transport) et environnementales (mise en décharge réduites, ressources naturelles ménagées) et ensuite à la qualité des matériaux excavés.

En moyenne, environ 45 % des matériaux ont été déclarés adaptés aux utilisations prévues. La méthodologie de sélection du matériau dépend de l'utilisation faite et le plus souvent doit être rapide pour ne pas entraver la marche du chantier. En conséquence, les méthodes les plus fréquentes sont des essais simples tels que l'examen visuel permettant la détection d'éléments impropres (essentiellement des éléments tendres, comme les marnes ou le charbon), l'analyse pétrographique et celle de la forme des granulats.

Par la suite, des contrôles de qualité systématiques sont mis en place. Dans le cas d'utilisation comme agrégats à béton, les granulats sont examinés par des tests simples, essentiellement de dureté et de fragmentation (Indice de charge ponctuelle, Los Angeles) voire d'alcali-réaction

(Michel et al. 1998). Dans le cas de graves routières, nous verrons plus en détail (section 1.2.2.4) les contraintes imposées de manière générale aux matériaux.

On mentionnera encore l'importance du traitement des matériaux d'excavation qui consistent en des opérations de tri (tamisage), concassage et lavage afin d'arriver à un produit fini utilisable en fonction de sa destination. Ces opérations sont nécessaires lorsque la forme des grains n'est pas adéquate : mauvaise granulométrie, part trop importante de fines, grains trop allongés ou aplatis. La granulométrie du marin ainsi que la forme des grains est fonction de la minéralogie des matériaux et de la méthode d'excavation.

En conclusion, il existe un potentiel en matériaux prêts à la récupération et des exemples prouvent la rentabilité des solutions de réutilisation. Dans ce travail, on va se concentrer sur les possibilités de réutiliser ces matériaux dans le cadre de la construction routière et on donne tout de suite la pratique actuelle de dimensionnement routier dans notre pays et en Europe. La question du comportement mécanique de ces matériaux reste posée et diffère à priori de celui des graves roulées.

1.2 Principe de dimensionnement routier

Cette section passe en revue les exigences et spécifications existant en Suisse pour le dimensionnement des chaussées asphaltées et plus particulièrement de leurs couches de fondation en graves non-liées. Elle donne également un aperçu de la pratique en Europe. Pour cela, on se base sur les conclusions du COST 337 «*Unbound granular materials for road constructions*» (COST-337 2001), projet européen, courant de 1997 à 2001, dont le but est de «développer et définir les procédures pour la mesure des propriétés structurales des matériaux non-liés, d'établir les facteurs les plus importants affectant la performance de ces matériaux et de dériver des valeurs utilisables pour le dimensionnement des chaussées».

1.2.1 Nomenclature

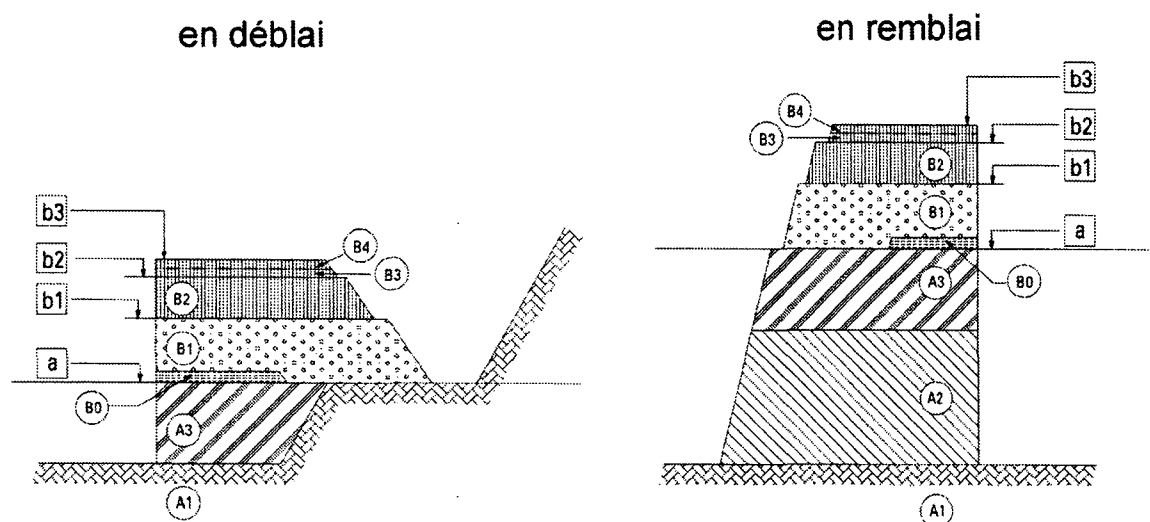


Fig. 1.2: Les différentes couches en construction routière (VSS_SN_640-302b 2000). Leur nom est donné dans le Tableau 1.2 .

La nomenclature des couches des chaussées peut différer d'un pays à l'autre. De même, une couche peut apparaître ou disparaître d'un pays à l'autre. La Figure 1.2 donne la définition de ces couches conformément à la norme suisse (VSS_SN_640-302b 2000).

La dénomination de ces couches ainsi que leur équivalent en anglais est donnée dans le Tableau 1.2. Cet équivalent anglais est généralement celui qui est en cours en Europe et est tiré du PIARC (PIARC 1990).

Tableau 1.2 : Terminologie des couches en construction routière selon la norme suisse (VSS_SN_640-302b 2000). La terminologie anglaise correspond au PIARC, utilisé dans le COST 337.

		Couches	Terminologie anglaise	N°	Matériaux utilisées
B Chaussée - superstructure	Couche de surface	Couche de roulement	Wearing course	B4	- Enrobé bitumineux
		Couche de liaison	Base course	B3	- Béton - Pavés
	Assises de chaussées	Couche de base	base	B2	- Enrobé bitumineux - Stabilisation - Grave concassée
		Couche de fondation	Subbase	B1	- Grave 1,2 - Stabilisation
		Couche de transition	Transition base	B0	- Sable - Géotextile
A Sol de fondationnon - infrastructure		Couche de forme	Capping layer	A3	- Sol compacté - Stabilisation - Matériaux de substitution
		Remblai	Embankment	A2	
		Terrain naturel	Natural Ground	A1	

1.2.2 Les normes suisses

Les normes suisses de constructions routières sont éditées par la VSS (Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute) et regroupent les différents enseignements basés sur l'observation, les mesures souvent empiriques et l'expérience qui en découle. Nous donnons dans cette section un

résumé des recommandations les plus importantes qui entrent dans le cadre de cette thèse.

Par convention, on distingue les deux structures suivantes (cf Tableau 1.2):

- La superstructure : Couches de surface et assises de chaussées.
- L'infrastructure : Sols de fondations.

Les couches de surface et de fondations se composent de graves ou de matériaux stabilisés aux liants hydrauliques ou hydrocarbonés.

1.2.2.1 Dimensionnement des chaussées.

Sous l'hypothèse que les matériaux satisfont aux critères de qualité (par exemple pour les couches de fondation (VSS_SN_670-120 1997), le dimensionnement de la superstructure se fait selon le schéma suivant, basé sur les travaux de l'AASHTO (AASHTO 1986) :

- Détermination des sollicitations dues au trafic TF (trafic pondéral journalier équivalent) qui détermine une classe de trafic pondéral T_i .
- Définition de la classe de portance du terrain naturel et/ou de l'infrastructure (VSS_SN_640-317 1997).
- Dimensionnement à la portance (VSS_SN_640-317 1997) et, si besoin est, au gel (VSS_SN_670-140 1997) et prise en compte des conditions climatiques.

On ne traite pas ici de la manière de déterminer un trafic équivalent moyen journalier, mais on se concentre sur le dimensionnement à la portance.

1.2.2.2 Terrain naturel, infrastructure et gel

Pour le dimensionnement, la détermination de la classe de portance S_i du sol se base sur ses valeurs de rigidités ou résistance mécanique comme par exemple:

- M_E ou E_v : module de déformation à la plaque.
- CBR : coefficient de portance
- k : module de réaction

Une estimation de la portance peut aussi se baser sur la densité et la teneur en eau ainsi que sur le type de sols en présence (nomenclature USCS). Si la portance n'est pas suffisante, il y a possibilité de l'améliorer par réduction de la teneur en eau, compactage, stabilisation ou substitution de matériaux.

Sous nos latitudes, il est nécessaire de prévenir les dégâts possibles dus au gel et dégel dans le terrain et l'infrastructure lorsque les facteurs d'influence sont défavorables. Les facteurs d'influence pour l'apparition de dégâts dus au gel-dégel sont : le degré de gélivité du sol, la profondeur de pénétration du gel et l'épaisseur de la superstructure.

Les sols sont classés selon 4 groupes en ordre croissant de leur susceptibilité au gel ou degré de gélivité (G1 à G4). Si aucune mesure n'est prise avec des sols G3 et G4 et si l'indice de gel de la surface de la route dépasse l'indice critique, il faudra adapter la superstructure, c'est-à-dire l'épaisir. On peut également prendre des mesures constructives pour éviter ces dégâts, c'est-à-dire éviter la pénétration du front de gel dans les couches gélives : (substitution totale, isolation thermique) ou limiter ses effets (stabilisation de l'infrastructure).

Les dégâts liés au phénomène de gel sont une perte de portance lors du dégel par un surplus d'eau qui a migré vers le haut lors du gel et qui ne peut s'écouler vers le bas, un gonflement des sols

gélifs dus à la formation de lentilles de glaces qui peut provoquer la fissuration du revêtement et de la fondation.

L'évacuation des eaux est également primordiale dans la pérennité de la portance. Les systèmes d'assainissement doivent comporter l'évacuation des eaux de ruissellement superficielles, le drainage des eaux souterraines (nappes phréatique, nappes suspendues, eau de percolation et de fissures). Les drainages sont réalisés soit avec des tranchées, tuyaux, couches ou puits drainants. Leur but est d'améliorer la portance, d'augmenter la stabilité des talus et d'empêcher la saturation dans la zone de pénétration du gel. Selon la norme, il est possible de renoncer aux drainages si la nappe reste en permanence au dessous de la couche de forme et si la perméabilité du sol est suffisante (10^{-5} m/s).

1.2.2.3 Superstructure

La totalité de la superstructure doit avoir une résistance (capacité à diffuser la charge) suffisante pour éviter une sollicitation trop importante de l'infrastructure. Cette résistance de la superstructure est exprimée par la valeur de structure (SN) qui est fonction de l'épaisseur des couches et de leur portance propre (nombre tenant compte également de la dégradation de revêtement).

La superstructure doit satisfaire l'équation

$$SN_{nec} \geq SN_{dim} \quad (\text{Eq 1.1})$$

ou SN_{nec} est la valeur exigée et dans laquelle

$$SN_{dim} = a_1 D_1 + a_2 D_2 + \dots + a_N D_N \quad (\text{Eq 1.2})$$

où les a sont des coefficients dépendant du matériau (et normalisés par rapport à une grave roulée) et D l'épaisseur de la couche considérée. Ces concepts sont tirés de ce qui se fait aux USA, où l'AASHTO propose une relation liant la rigidité du sol support, le trafic et les pertes d'aptitude au service (perte environnementale et de trafic), basé sur des essais sur chaussées réelles.

Dans la pratique, pour une construction neuve, les SN_{dim} ne sont pas calculés mais on a recours à un catalogue de chaussées (épaisseurs des couches de roulement, de fondation et de support). L'exigence pour SN est fonction de la classe de portance (S_i) de l'infrastructure, la classe de trafic T_i , et la valeur finale d'aptitude à l'utilisation de la chaussée. On détermine également si un dimensionnement au gel est nécessaire, en fonction du degré de gélivité et pour des indices de gel critiques.

Par contre pour les cas des réfections de chaussées, le SN existant sert de base pour estimer l'éventuel déficit de portance de la chaussée existante en fonction des dégradations de la chaussée. L'épaisseur de couches de renforcement (par rechargement ou par renouvellement partiel) est ensuite calculée sur la base de l'équation 1.2, la norme donnant les valeurs des coefficients a . Par exemple :

- Couches d'asphalte $a=0.44$
- Couches de fondations anguleuses $a=0.14$
- Couches de graviers sableux $a=0.1$

On voit ainsi qu'il n'y a pas de référence directe à une rigidité de la chaussée (module d'élasticité ou autre), ce qui démontre le caractère empirique du dimensionnement des routes. Les paramètres

de matériau ne sont pas pris en compte explicitement mais seulement indirectement à travers les résultats d'essais en vraie grandeur et par l'expérience.

1.2.2.4 Exigences relatives aux matériaux et aux couches

Pour les couches de base et de fondation, les recommandations et exigences concernent soit le matériau brut soit les stabilisations à lui faire subir pour améliorer sa portance. Les exigences sur les graves pour couches de fondations (VSS_SN_670-210 1997) distinguent trois types de graves selon leurs propriétés (I, II, PSS), et définissent les matériaux qui entrent dans leur composition. Les graves I et II sont composées de matériau granulaire naturel ou recyclé alors que la grave PSS est constituée de matériau naturel recomposé. Elles peuvent contenir des grains ronds, concassés ou un mélange des deux. Les matériaux recyclés sont composés de déchets de chantier qui se classent en :

- Matériaux bitumineux de démolition (produit de fraisage des couches de surface) .
- Matériaux non-bitumineux de démolition (couche de base ou de fondation)
- Béton de démolition
- Matériaux non triés de démolition (maçonnerie, brique, roche naturelle).

Les exigences pour ces couches fixent un fuseau admissible pour la courbe granulométrique (celui de la grave I est donné à la Figure 1.3) et des valeurs limites (voir Tableau 1.3) pour des caractéristiques telles que :

- La taille maximale des grains;
- La fraction fine maximale et ses limites de consistance (w_1 , I_p);
- L'aptitude au compactage (planche d'essai);
- Le coefficient CBR (en relation avec la résistance ou la portance);
- La forme des grains pour éviter les particules plates;
- La teneur en éléments tendres.

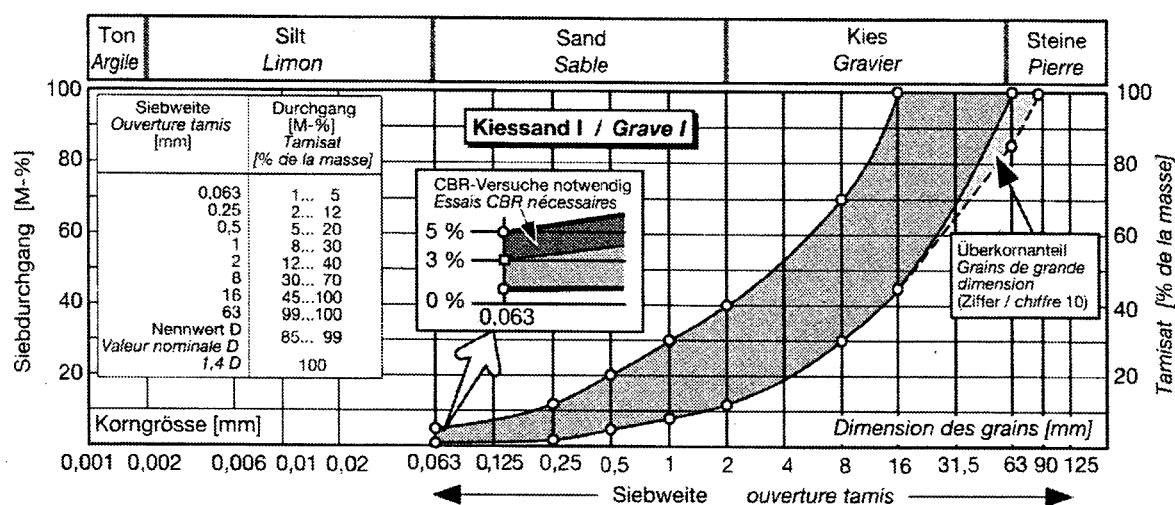


Fig. 1.3: Fuseau granulométrique d'une grave I (VSS_SN_670-120 1997).

Les effets de la stabilisation sont : l'amélioration de la stabilité au gel-dégel, l'augmentation de la résistance aux sollicitations dues au trafic, au climat et aux conditions hydro-géologiques, l'aug-

mentation de la portance, la diminution de la teneur en eau, l'amélioration de l'aptitude au compactage.

Tableau 1.3 : Exigences pour graves de fondation routières selon VSS 670 120b

Propriétés des matériaux	Grave I	Grave II	Grave PSS
Granulométrie Dimension du grain le plus grand D	16 à 63 mm	16 à 90 mm	16 à 63 mm
Teneur en grains de grande dimension: Fraction passant pour une ouverture de tamis D	85 à 99 %	80 à 99 %	85 à 99 %
Fraction passant pour une ouverture de tamis 1,4 *D	100 %		100 %
Fraction passant pour une ouverture de tamis 2,0 * D		100 %	
Fines Part < 0,063 mm	< 5 % de la masse	< 12 % de la masse	< 12 % de la masse
Propriétés des fines Limite de liquidité Indice de plasticité		$w_l < 25 \%$ $I_p < 6 \%$	
Aptitude au compactage		dans le doute, à démontrer par une planche d'essai	
Perméabilité k^* en cas de compactage selon la méthode AASHTO Standard (0,5 MJ*m ⁻³)		$> 10^{-3}$ m/s à démontrer en laboratoire ou par une planche d'essai	$< 10^{-6}$ m/s à démontrer en laboratoire ou par une planche d'essai
Exigences CBR selon chiffre 12 CBR ₂ , respectivement CBR _F	Pour 3 à 5 %	$> 0,5$	$> 0,5$
	$> 40 \%$, resp. $> 80 \%$ pour des matériaux concassés	$> 40 \%$, resp. $> 80 \%$ pour des matériaux concassés	$> 40 \%$, resp. $> 80 \%$ pour des matériaux concassés
$\frac{CBR_2}{CBR_1}$, resp. $\frac{CBR_F}{CBR_1}$	Pour 3 à 5 % de fines : $> 0,5$	$> 0,5$	$> 0,5$
Forme des grains Non sphérique non cubique	< 50 nombre en %		
Teneur en éléments tendres Augmentation de fines $< 0,063$ mm	$< 2 \%$ de la masse en valeur absolue	$< 3 \%$ de la masse en valeur absolue	$< 2 \%$ de la masse en valeur absolue
Impuretés	aucune visible	aucune visible	aucune visible
Impuretés dommageables pour l'environnement	aucune	aucune	aucune

1.2.3 La pratique dans les autres pays européens

Un état de l'art sur l'utilisation des graves non-liées dans les autres pays européens a été réalisé ces 4 dernières années dans le cadre du projet COST 337 (COST-337 2001). Nous donnons ici les

résultats obtenus sur les exigences et recommandations existantes concernant les fondations de chaussées et les matériaux les composant ainsi que sur les essais pratiqués.

1.2.3.1 Exigences structurales et fonctionnelles

L'objectif principal du COST 337 est de développer la mesure des propriétés des graves non-liées, d'établir les facteurs les plus importants affectant leur performance et de dériver des valeurs à utiliser pour le dimensionnement des chaussées. Ces exigences vont dépendre à la fois de la nature des grains, de leur assemblage et du comportement du système constitué par ces couches (point 3 à 5 ci-dessous) et sur lesquels nous allons nous attarder quelque peu. Au-dessus de ces exigences matérielles sont placés deux niveaux plus fonctionnels (point 1 et 2):

- 1 *Exigences des parties intéressées* (financier, maître de l'ouvrage, offices fédéraux ...) *et des usagers* : sécurité, confort, environnement, durabilité, économie, esthétique, capacité ... Elles sont indépendantes du matériau et en général qualitatives.
- 2 *Exigences fonctionnelles et de performance durant la vie de l'ouvrage* : ce sont des spécifications liées aux performances de la chaussée. Elles concernent la réalisation (sécurité, pas de nuisances au voisinage), la capacité portante (traficabilité, plate forme de travail, réduction des contraintes dans les couches du haut et diffusion des charges dans celles du bas) la planéité, le drainage, la réutilisation, la limitation des dommages environnementaux, les coûts d'entretien.
- 3 *Exigences sur le comportement structural de la fondation*. Les exigences d'une fondation dépendent du type de route (asphalte ou béton). Celle-ci doit essentiellement :
 - Supporter les couches supérieures de telle manière que leur déflexions verticales élastiques soient limitées sous les charges dues au trafic.
 - Agir comme une couche de diffusion afin de réduire les déformations verticales au sommet des couches de sol support, et ainsi limiter les probabilités d'orniérages.
 - Réduire ou prévenir le soulèvement dû au gel, c'est-à-dire jouer un rôle d'isolation et de drainage.
 - Agir comme plate-forme de travail. Il est ici à souligner le rôle prépondérant de la phase de construction durant laquelle la chaussée est vulnérable aux charges de trafic de construction et au climat.

La satisfaction de ces exigences de comportement sur des propriétés mesurables, obtenues en laboratoire ou in situ sont décrites au Tableau 1.4.

Tableau 1.4 : Exigences de comportement des couches de base et de fondation. Tiré de (COST-337 2001)

Comportement	Exigences
Rigidité	La rigidité de la couche doit permettre de limiter les déflexions élastiques, la diffusion correcte de la charge et doit être insensible à l'eau et à la température.
Résistance	La résistance à la compression et au cisaillement de la couche doit être suffisante. Elle doit être insensible aux variations de la teneur en eau, au gel, aux attaques chimiques et à la température.
Déformation	Les déformations permanentes doivent être limitées et insensibles au gonflement et au retrait.
Hydraulique	La capacité drainante de la couche doit être suffisante et ne pas présenter de remontée capillaire ni de sensibilité au gel.
Homogénéité	La couche doit présenter une homogénéité verticale et horizontale et ne pas permettre la migration de fines.

4 Exigences sur le comportement du matériau.

Les exigences concernant la grave non-liée en tant que matériau représentent le niveau suivant. Ces exigences peuvent être classées selon le Tableau 1.5

Tableau 1.5 : Exigences sur le comportement des graves non-liées. Tiré de (COST-337 2001)

Comportement	Exigences
Mécanique	Les graves doivent avoir des valeurs admissibles des différents modules élastiques (E, μ , K, G), ne présenter aucune sensibilité au fluage, à la fatigue et à l'effet de rochet. ^a
Durabilité	Les graves doivent présenter une résistance suffisante à l'érosion, l'attrition, et au gel. Elles doivent être stables chimiquement et physiquement.
Compactage	Les graves doivent avoir une compactibilité suffisante et ne pas présenter de sensibilité à la ségrégation.
Environnement	Les graves ne doivent pas produire de lixiviats.

a. l'effet de rochet est une accumulation continue des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles (Lemaître et Chaboche 1988)

5 Exigences sur la nature des matériaux

Après les exigences sur le rôle de la couche de fondation et sur le comportement des matériaux dont elle est formée, le dernier niveau concerne la nature (aspects morphologiques, physiques et minéralogiques) des granulats composant la grave non-liée. Elles sont résumées dans le Tableau

1.6.

Tableau 1.6 : Exigences sur les granulats. Tiré de (COST-337 2001)

Nature	Exigences :
Granulométrie	La distribution granulométrique doit satisfaire certains standards.
Morphologie	La taille et la forme des granulats est normée.
Résistance et dureté	La résistance des grains doit être suffisante pour éviter les ruptures de particules ou l'abrasion de leurs arêtes.
Physique	La minéralogie et la pétrographie des grains doit être adaptée.

1.2.3.2 Dimensionnement

La plupart des pays se basent, comme la Suisse, sur des règles empiriques de dimensionnement souvent contenues dans des catalogues ou des guides de dimensionnement, également basés sur l'AASHO Road Test. Les principes de dimensionnement sont les suivants :

- Hypothèses sur la forme de la structure;
- Spécifications des charges;
- Estimation de la géométrie;
- Analyse pour déterminer les contraintes, déformations et deflexions aux points critiques de la structure;
- Corrections si certaines valeurs ne sont pas satisfaites;

Les méthodes d'estimation des valeurs critiques simulent un multicouche élastique avec une charge circulaire uniformément répartie. Certains pays, comme la France ou l'Angleterre, utilisent des méthodes aux éléments finis pour le calcul de ces valeurs et utilisent les critères suivants :

- Pour les couches d'asphalte : critère de fatigue pour se prémunir de l'ouverture de fissures, définissant une valeur maximale de la déformation élastique de traction au bas de la couche d'asphalte, fonction du nombre de charges d'axes standards.
- Pour les couches de sol : critère de déformation pour se prémunir d'une contribution du sol à l'orniérage, définissant la déformation verticale permanente maximale au sommet de la couche du sol support.
- Pour les couches granulaires : le même critère de déformation que pour le sol support est généralement utilisé.

Les modèles de comportement résilient des couches non-liées utilisés dans les outils de simulations (d'Almeida 1991, Jong et al. 1973) sont l'élasticité linéaire ou non-linéaire, le modèle K- θ voire le modèle de Boyce (voir section 3.3.1). Les modèles de comportement pour l'estimation des déformations permanentes restent empiriques. Les premières percées de l'élastoplasticité pour la modélisation de ce comportement commencent et nous reviendront dès le chapitre 3 sur ces aspects.

1.2.3.3 Essais standards sur les graves non-liées

Cette section présente la pratique actuelle concernant les essais sur les graves non-liées. Ces méthodes sont utilisées dans le cadre des exigences requises au niveau 4 (comportement des graves non-liées) et 5 (classification et identification des agrégats, nature de granulats), présentés à la section 1.2.3.1. Elles définissent le but de chaque test et le niveau requis de la propriété mesurée

pour chaque application. Ces niveaux restent au libre choix de chaque pays et ne sont pas repris ici.

La Figure 1.4 présente les essais en laboratoire utilisés pour déterminer les caractéristiques des

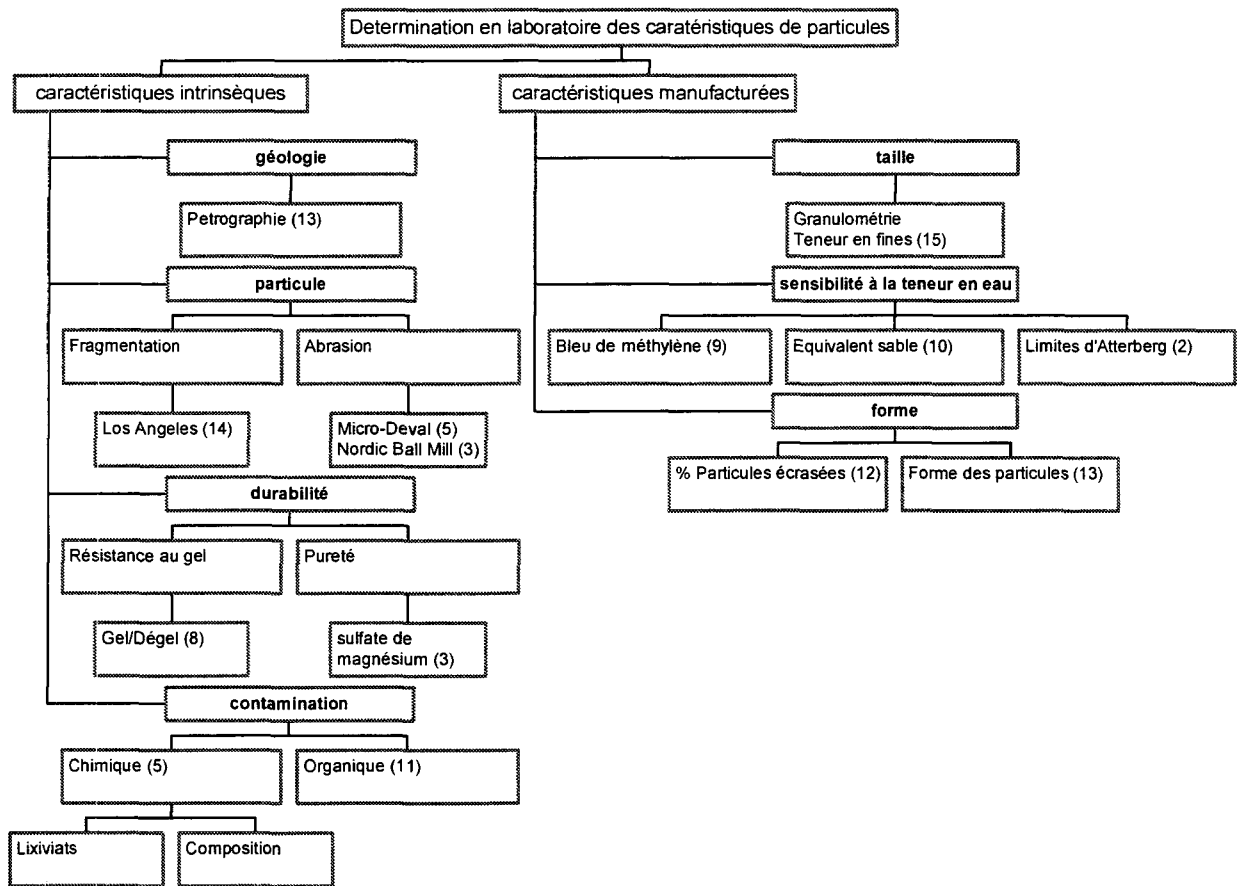


Fig. 1.4: Classification des essais en laboratoire pour la détermination des caractéristiques des granulats. Tiré de (COST-337 2001). Entre parenthèses, le nombre de pays qui utilisent l'essai en question.

granulats. On constate que certains tests sont bien établis dans toute l'Europe pour cette caractérisation : granulométrie, teneur en fines, pétrographie, Los Angeles. D'autres tests, comme ceux sur le gel sont plus spécifiques à chaque pays en fonction de leur climat.

La Figure 1.5 montre les essais in situ et en laboratoire pour la détermination des caractéristiques de la grave. La détermination de la densité de référence et de la teneur en eau est commune dans tous les pays (Proctor). Par contre, la détermination en laboratoire des caractéristiques mécaniques des graves non-liées n'est pas une pratique courante. Le seul test utilisé partout est le CBR. Les essais triaxiaux cycliques ne sont encore qu'un outil de recherche. Dans les essais in situ, le SPLT (Static Plate Loading Test) et le FWD (Falling Weight Deflectometer) sont les outils les plus fréquents.

1.3 Conclusions

1.3.1 Commentaires

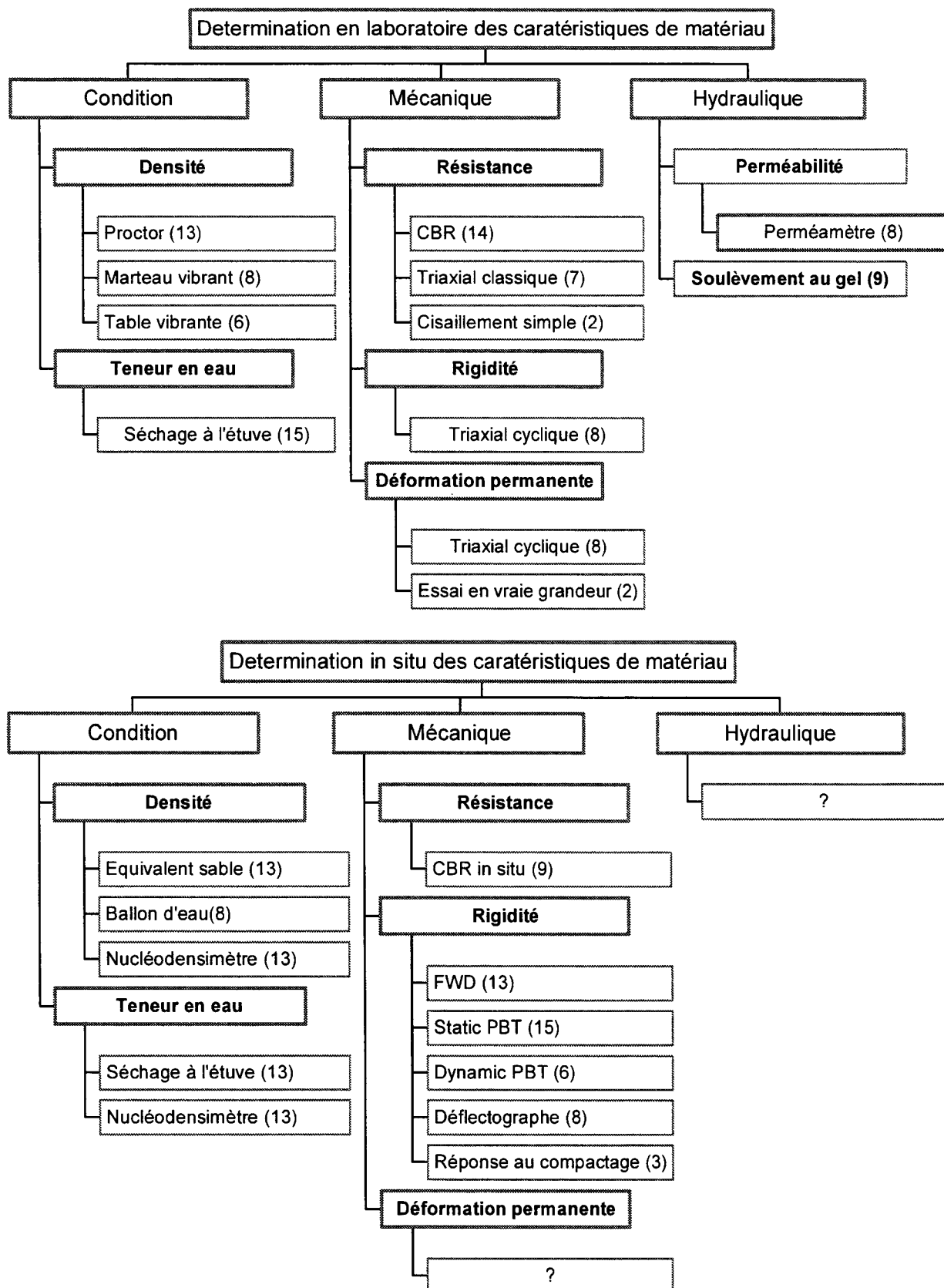


Fig. 1.5: Classification des essais en laboratoire et in situ pour la détermination des caractéristiques de matériau. Entre parenthèse, le nombre de pays qui pratique ces essais, sur un total de 15 pays ayant participé à l'étude. Tiré de (COST-337 2001).

Ce chapitre montre tout d'abord les possibilités, en terme de volume, qui existent en Suisse de revaloriser des matériaux d'excavations dans le cadre de la construction d'ouvrages de génie civil, ainsi que des exemples de ces récupérations; on y constate que les granulats à béton et les graves et autres remblais constituent la majeure partie des réutilisations. Lorsque ces matériaux ne satisfont pas les standards, des essais simples permettent de rapidement estimer leur destination, essentiellement sur des questions de minéralogie et de forme, puis des traitements ad hoc afin d'améliorer leur qualité. Ces matériaux, de nature et composition variées, posent la question de leur caractérisation en vue d'une utilisation routière.

Ensuite, on passe en revue la pratique de dimensionnement des chaussées et les exigences requises sur la qualité des couches de fondations et des matériaux qui les composent, ceci autant au niveau suisse qu'européen. Les exigences structurales se résument essentiellement à une limitation des déformations élastiques afin d'éviter des phénomènes de fatigue dans les couches supérieures et une limitation des déformations plastiques pour éviter l'orniérage.

La satisfaction des exigences de qualité implique la réalisation d'essais, en laboratoire ou in situ, qui varient d'un pays à l'autre mais qui restent néanmoins simples. L'étude du comportement complexe d'une couche de fondation exigera cependant des essais plus compliqués. Du point de vue mécanique, on constate donc la grande pratique des essais courants tels que le CBR mais aussi l'émergence d'essais plus lourds tels que les triaxiaux cycliques. En effet, si le comportement élastique des matériaux granulaires sous sollicitations cycliques est relativement bien connu le comportement plastique ou permanent exige quant à lui encore du travail. De même, les modèles permettant de tenir compte de ce comportement sont souvent peu sophistiqués et un effort peut être fourni pour les améliorer.

Le point faible des méthodes de dimensionnement actuelles est de se baser exclusivement sur l'expérience et des essais sur des carrousels de fatigue, forcément coûteux longs et partiels, force soit à multiplier ces essais à grande échelle, soit - et c'est la voie poursuivie dans cette thèse - à développer des outils d'analyse rationnels.

1.3.2 But de cette recherche

Ce travail est une contribution à l'étude du comportement des milieux granulaires sous sollicitations cycliques en se concentrant sur leur comportement à long terme (ou permanent). En égard aux possibilités de récupération de matériaux existant actuellement, il se fera sur la base d'un matériau provenant de l'excavation de tunnel et traité de manière à constituer une grave routière selon les standards granulométrique de la VSS¹. Ce matériau possède néanmoins, toujours au sens de ces standards, des formes de grains inappropriées voire une minéralogie inappropriée, qui aurait dû le conduire à la décharge plutôt que sous nos routes.

L'objectif est de mesurer les déformations générées par des chargements cycliques selon différents chemins de contraintes et de proposer un modèle permettant d'estimer ces déformations à long terme (plusieurs centaines de milliers de cycles), basé sur la théorie de la plasticité en mécanique des sols.

1.3.3 Organisation de ce document

1. VSS : Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute

Au chapitre 2, on montre la complexité des sollicitations mécaniques que subit un élément de fondation routière et l'impossibilité de les recréer fidèlement en laboratoire, principalement la rotation des contraintes principales; on mentionne également les autres sollicitations auxquelles ces milieux granulaires peuvent être soumises. Le chapitre 3 donne un bref rappel sur le comportement des sables et graviers du point de vue expérimental et constitutif alors que le chapitre 4 présente les résultats des essais mécaniques cycliques en laboratoire. Ces essais ont pour but d'une part de mesurer les déformations élastiques et plastiques générées par la répétition des cycles et selon divers chemin de contraintes et d'autre part d'estimer l'importance que peut avoir la rotation des contraintes principales sur ces déformations. Enfin, le lecteur trouvera dans le chapitre 5 l'approche constitutive proposée pour la modélisation de l'accumulation de ces déformations plastiques. Les conclusions de ce travail sont présentées au chapitre 6.

CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DES SOLLICITATIONS D'UNE FONDATION DE CHAUSSEE

2.1 Introduction

Ce chapitre donne un aperçu des différents types de sollicitations imposées à une fondation de chaussée. Celles-ci sont schématisées sur la Figure 2.1.

La plus grande partie de ce chapitre est consacrée aux sollicitations mécaniques. L'ordre de grandeur des déformations attendues dans une couche de fondation est estimée par des essais en vraie grandeur. Le chemin de contrainte qu'un élément de fondation subit au passage d'un essieu est approché par une analyse aux éléments finis. Il est montré la complexité du chemin et la difficulté de le reproduire en laboratoire, notamment les rotations de contraintes principales.

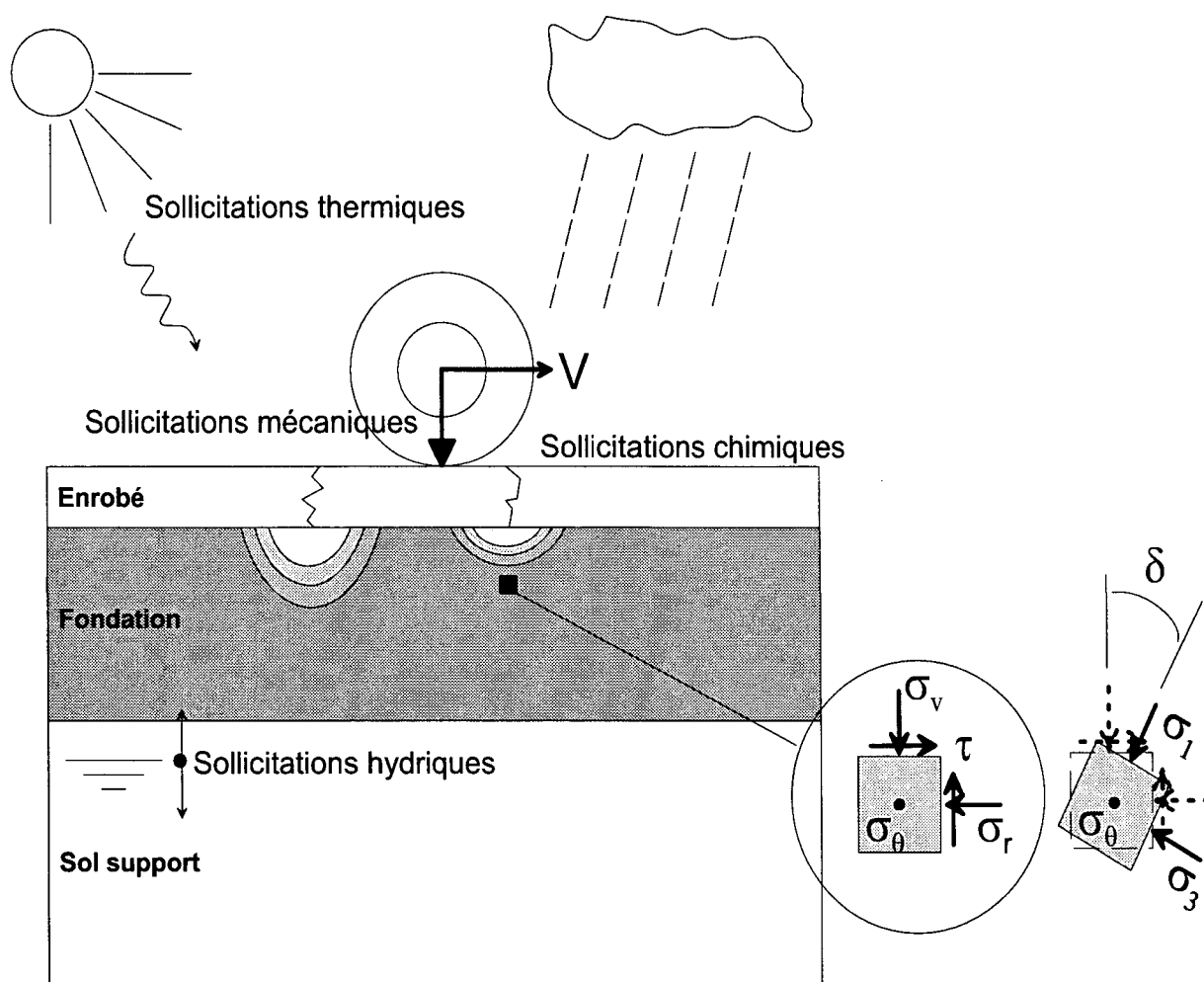


Fig. 2.1: Schéma des diverses sollicitations affectant les corps de chaussées et notamment leur fondation.

Une partie plus succincte est consacrée aux autres sollicitations qu'une fondation de chaussée peut subir : hydriques, thermiques et chimiques. Pour la partie hydrique, on se contente de montrer que les contraintes induites par succion dans ce milieu non saturé sont insignifiantes. De même, les contraintes thermiques qui naissent à l'intérieur d'un granulat dues aux variations de température périodiques sont négligeables. Enfin la résistance à l'altération chimique des grains est une carac-

téristique importante des minéraux composant les graves de fondations mais celle-ci est éludée dans ce travail.

2.2 Sollicitations mécaniques

L'histoire des contraintes que subit un volume élémentaire de grave routière est complexe. Pour avoir une idée de la sollicitation mécanique subie lors du passage d'un essieu, une analyse par éléments finis a été réalisée, dans laquelle l'évolution du tenseur des contraintes d'un point situé à 2 profondeurs différentes (16 et 40 cm) est examinée. La géométrie du problème est la même que celle donnée plus loin dans la simulation des déformations élastiques d'une fondation routière lors d'essais accélérés en vraie grandeur (voir section 2.3.5) et est reprise dans la Figure 2.2. L'axisymétrie de la géométrie est admise. Les effets de freinage et d'accélération et les forces centrifuges en virage sont négligées. Les paramètres de matériaux sont donnés dans le Tableau 2.1. La charge appliquée est de 5 tonnes sur une surface de 0.15 [m] de rayon. Pour l'enrobé bitumineux, deux

Tableau 2.1 : Paramètres de matériaux utilisés pour l'analyse par FEM

Couche	E [Mpa]	ν [-]	ϕ [°]	c [kPa]
Enrobé bitumineux	1250 et 12500	0.35	-	-

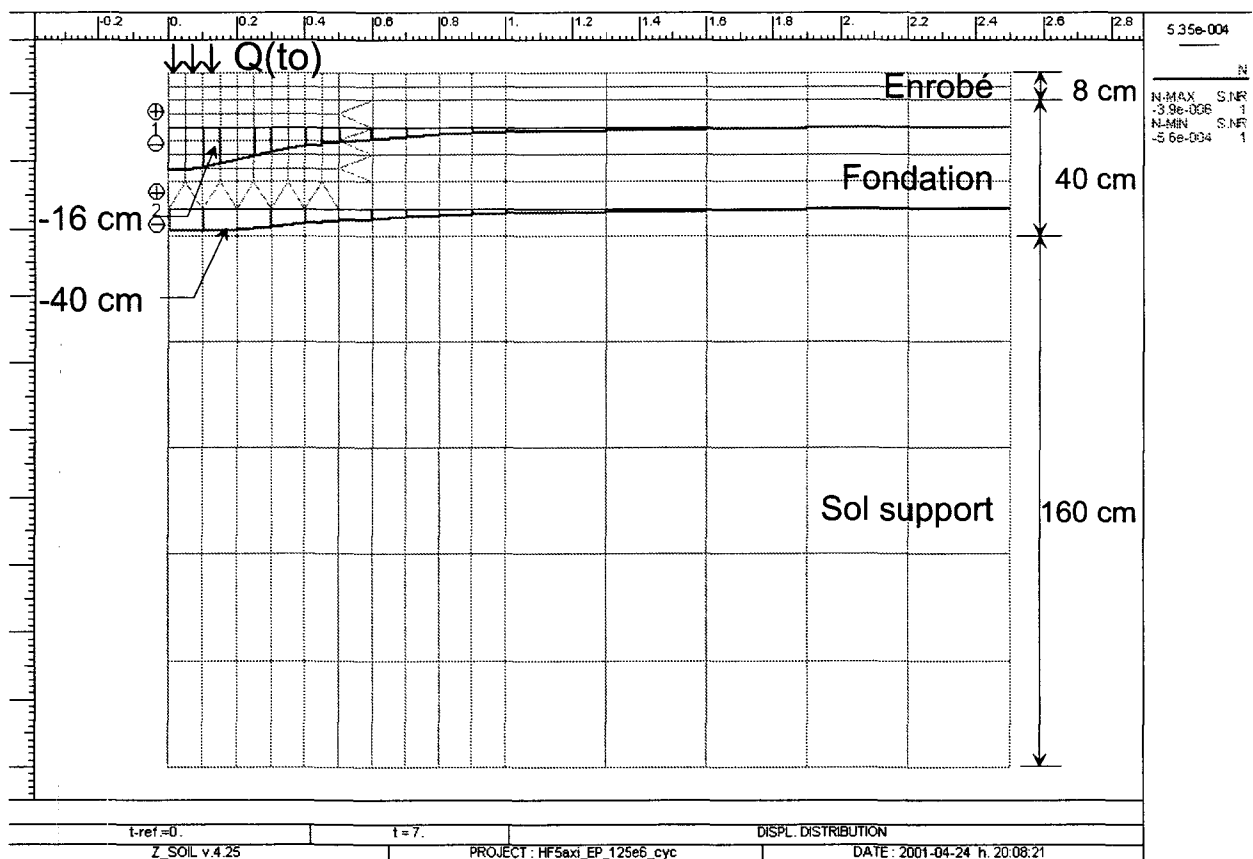


Fig. 2.2: Géométrie du problème pour la détermination des sollicitations mécaniques d'une fondation routière (logiciel Z_Soil (Zace 1998)) et représentation des profondeurs de calculs des contraintes.

Tableau 2.1 : Paramètres de matériaux utilisés pour l'analyse par FEM

Couche	E [Mpa]	ν [-]	ϕ [°]	c [kPa]
Fondation	250	0.3	37	2
Sol support	100	0.25	-	-

valeurs sont admises pour tenir compte de sa variation due à la température. La première valeur est une estimation selon la théorie de Heukelom ou du module complexe (Pigois 1993) alors que la deuxième est reprise des essais réalisés sur ce matériau dans le cadre des essais en vrais grandeurs repris plus bas. Le matériau est supposé élastique ou élastoplastique parfait (modèle de Mohr-Coulomb ou Drucker Prager).

2.2.1 Simulations élastiques

Afin de faciliter le calcul, plutôt que de faire bouger la roue et de regarder l'évolution des contraintes en un point donné, on fait bouger le point de mesure et on garde la roue immobile. Ainsi, l'évolution dans le temps des contraintes en un point revient à représenter ces contraintes le long d'une coupe horizontale (voir Figure 2.2).

La Figure 2.3 et la Figure 2.4 représentent les contraintes verticales (σ_v) et radiales (σ_r) ainsi

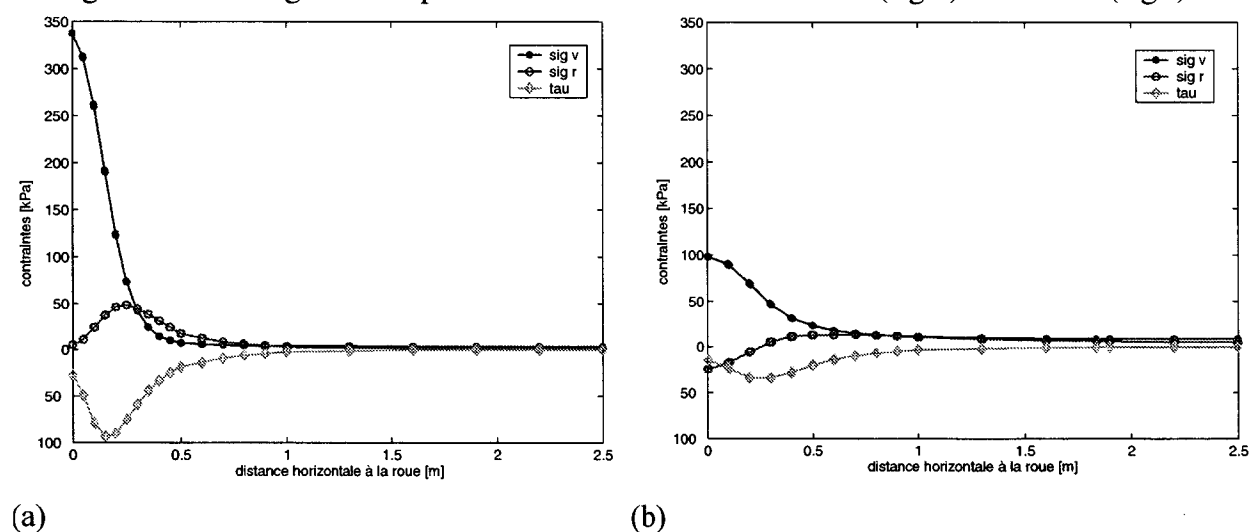


Fig. 2.3: Composantes du tenseur des contraintes en fonction de la distance de l'essieu au point considéré. (a) à une profondeur de 16 cm. (b) à une profondeur de 40 cm. $E_{\text{enrobé}} = 1'250$ [Mpa].

que la contrainte tangentielle (τ) aux deux profondeurs de calcul et ceci pour les deux valeurs de modules de l'enrobé admises. On constate que pour une charge de 5 to par roue (10 tonnes par essieu), la contrainte verticale maximale varie entre 150 et 350 kPa (16 cm). A 40 cm de profondeur, une zone en traction est visible, due à l'hypothèse d'élasticité, ce qui n'est pas admissible dans une grave de fondation. La représentation en p - q ainsi que l'orientation des contraintes principales (angle de la contrainte principale maximale par rapport à la verticale) est donnée à la Figure 2.5 et à la Figure 2.6.

Ces deux figures montrent que la pente du chemin de contrainte est de 2.6 et de 12 dans le plan p - q pour les deux profondeurs choisies. A titre de comparaison, un essai triaxial standard impose une pente de 3. Ainsi, on peut déjà estimer que pour approcher correctement en laboratoire les états de contraintes dans une couche de fondation il faut disposer d'essais permettant de varier la pente de la sollicitation. La rotation des contraintes peut atteindre plus de 45 ° (état de cisaille-

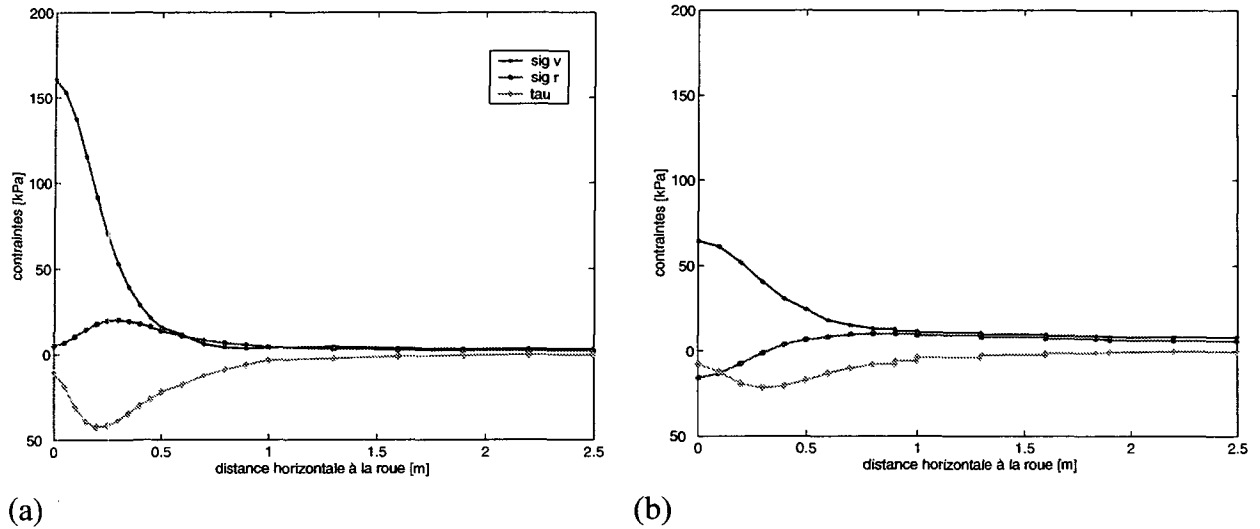


Fig. 2.4: Composantes du tenseur des contraintes en fonction de la distance de l'essieu au point considéré. (a) à une profondeur de 16 cm. (b) à une profondeur de 40 cm. $E_{\text{enrobé}} = 12'500$ [Mpa].

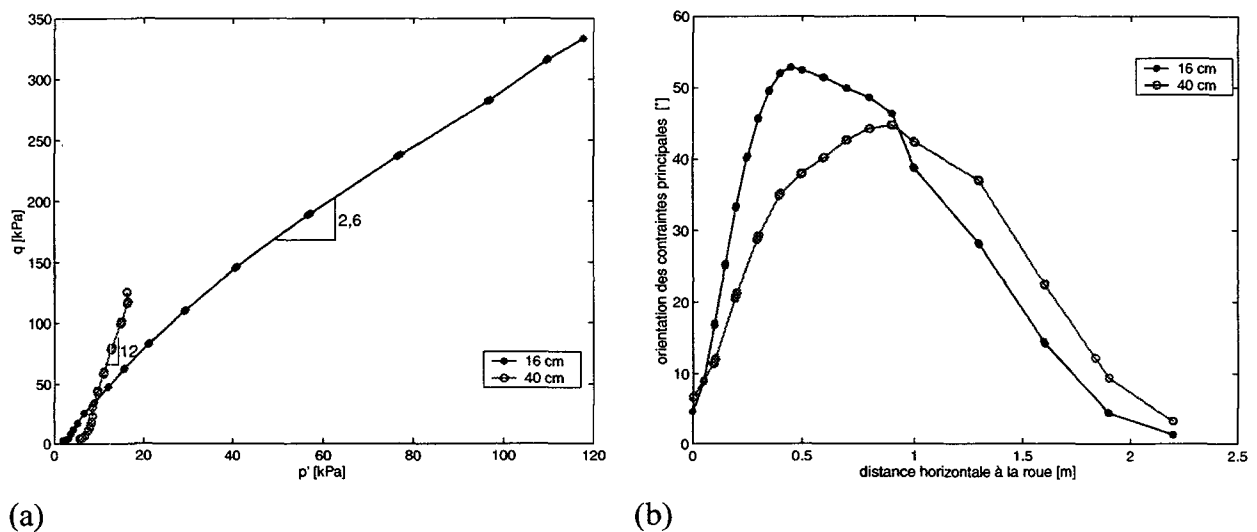


Fig. 2.5: (a) chemin de contraintes dans le plan p' - q imposés au point considéré par le passage d'un essieu. (b) rotation des contraintes principales au point considéré due au passage de l'essieu. $E_{\text{enrobé}} = 1'250$ [Mpa].

ment pur) à une distance de la roue qui augmente par rapport à la profondeur (de 0.5 à 1 [m]).

2.2.2 Simulations élastoplastiques

Afin de s'affranchir des zones de traction inadmissibles, l'analyse a été reprise avec une loi de comportement élasto-plastique parfaite de type Drucker-Prager pour la couche de fondation. Les deux cas de plasticité associée et non associée (notions expliquées à la section 3.3.3) sont traités ici et dans le cas du critère non-associé, un angle de dilatance égal à l'angle de frottement est considéré.

Les Figure 2.7 et 2.8 reprennent les mêmes représentations que dans le cas élastique. Seul le cas avec le module de l'enrobé le moins rigide est simulé. On y remarque la disparition de la zone en traction (Figure 2.7a) puisque la contrainte radiale reste positive. L'utilisation d'un critère associé

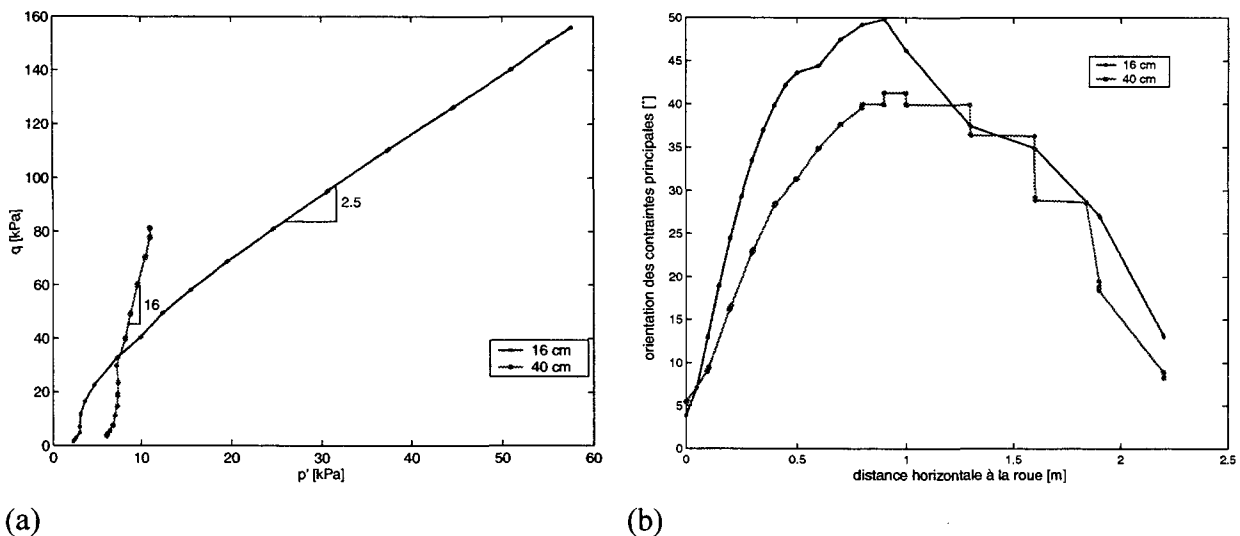


Fig. 2.6: (a) chemin de contraintes dans le plan p' - q imposé au point considéré par le passage d'un essieu. (b) rotation des contraintes principales au point considéré due au passage de l'essieu. $E_{\text{enrobé}} = 12'500$ [Mpa].

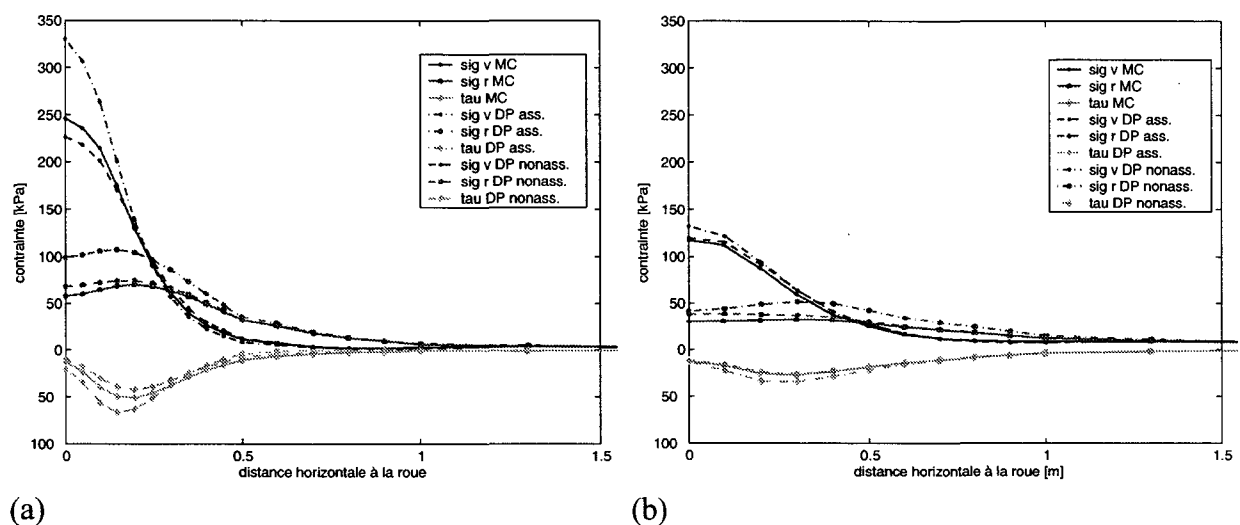


Fig. 2.7: Composantes des contraintes dans les cas élasto-plastiques après le premier cycle de chargement. (a) à une profondeur de 16 cm. (b) à une profondeur de 40 cm. MC = Mohr Coulomb. DP = Drucker Prager

conduit à des contraintes plus fortes mais de manière générale, l'ordre de grandeur des contraintes verticales par rapport à la simulation élastique est plus faible à -16 cm et plus fort à -40 cm.

Dans ce cas, vu le caractère non-linéaire de la loi, l'interprétation de ces figures est plus délicate. Comme le principe de réciprocité valable en théorie élastique ne s'applique plus, il n'est plus possible d'affirmer que:

$$\begin{aligned} \sigma_1(t=1) &= \sigma_2(t=2) \\ \text{et} \\ \sigma_2(t=1) &= \sigma_1(t=2) \end{aligned} \quad (\text{Eq 2.3})$$

Ainsi, la représentation en p' - q n'est qu'une approximation du chemin que suivent les sollicita-

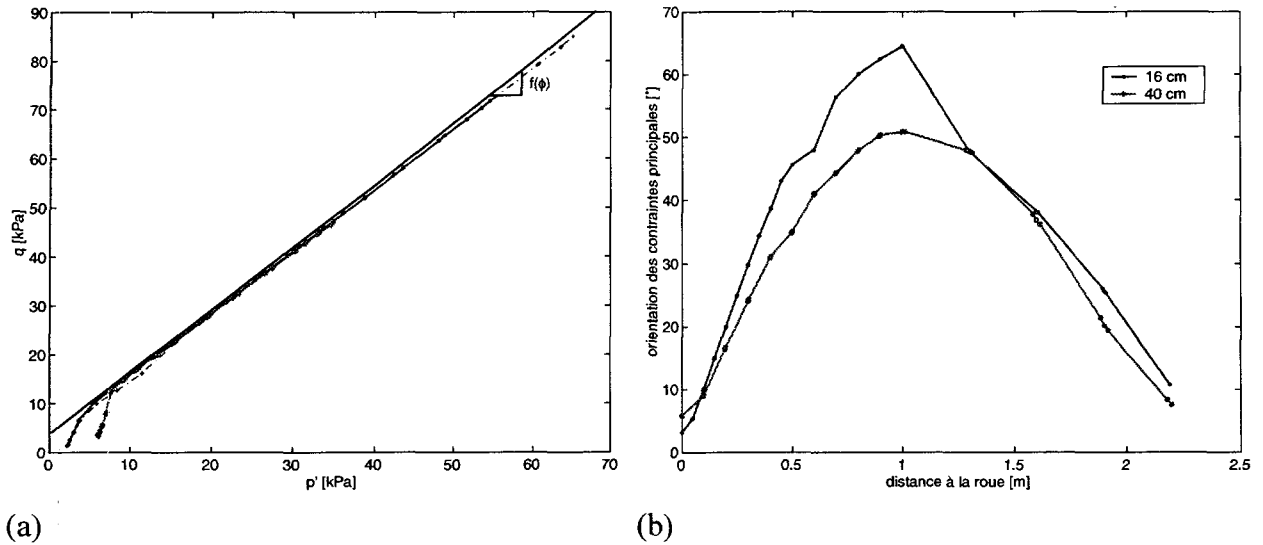


Fig. 2.8: (a) chemin de contraintes dans le plan p' - q imposés au point considéré par le passage d'un essieu après le premier et le deuxième cycle. (b) rotation des contraintes principales au point considéré due au passage de l'essieu lors du premier cycle.

tions en un point lors du passage de l'essieu. La Figure 2.9 montre la validité de cette hypothèse.

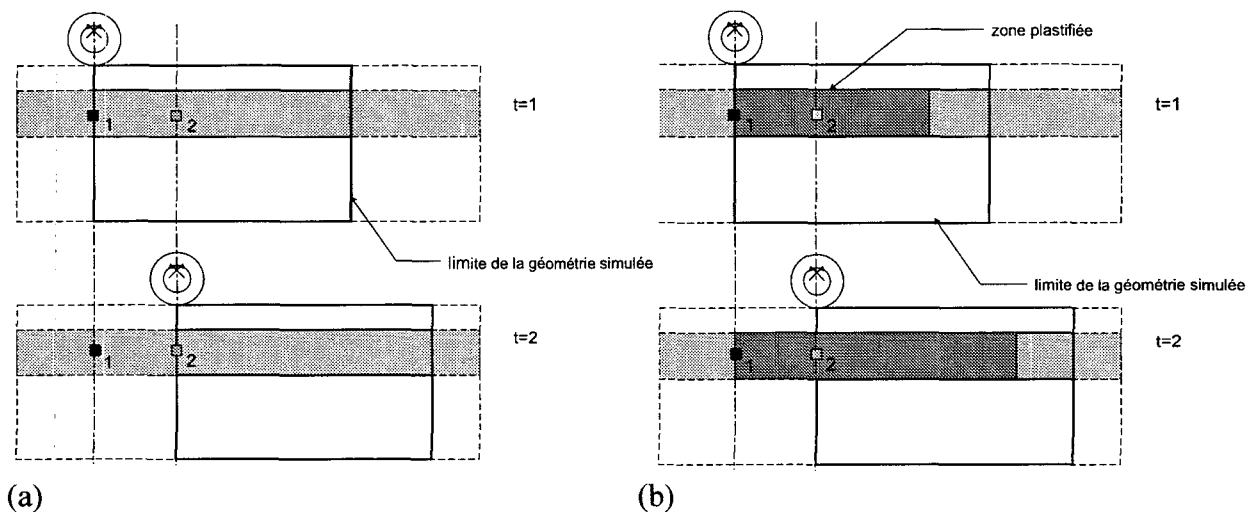


Fig. 2.9: Principe de réciprocité pour l'estimation des contraintes (a) valable dans le cas de l'élasticité, (b) pas valable dans le cas élastoplastique.

La pente du chemin de contraintes dans ce plan suit la droite de rupture (Figure 2.8) puisque la quasi totalité des éléments de la fondation sont plastifiés et ainsi sa pente est fonction de la résistance du matériau par la relation.

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (\text{Eq 2.4})$$

Lors d'une sollicitation cyclique (3 cycles), la Figure 2.10 montre la décharge élastique qui se produit lorsqu'on retire l'essieu. A la fin de la décharge, une nouvelle augmentation du déviateur se manifeste, due à la contrainte horizontale devenant plus grande que la contrainte axiale, et qui conduit à la plastification du point à -16 cm. Ce point reste donc sur le critère de rupture lors des

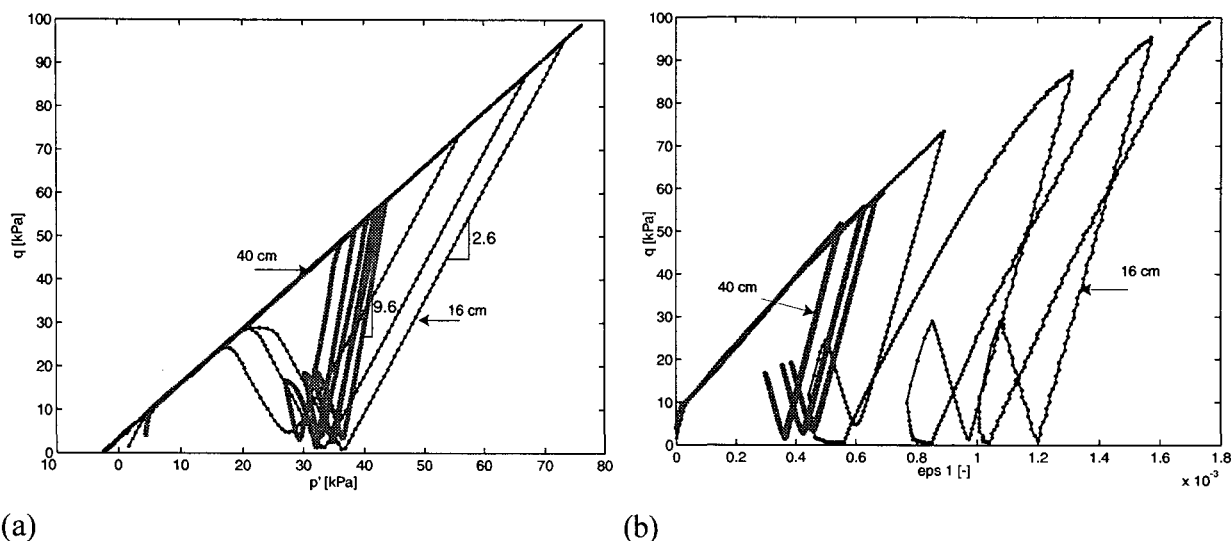


Fig. 2.10: (a) 3 cycles de sollicitations en p' - q . (b) 3 cycles de sollicitations en ϵ_1 - q .

recharges suivantes. Le point à -40 cm suit une pente élastique lors de la recharge. Au fil des cycles on constate que le niveau maximum du déviateur atteint en un point augmente. Comme cette augmentation ne peut pas s'expliquer par la loi de comportement (pas d'écrouissage) elle provient d'une redistribution des efforts. On retrouve lors des cycles de charge-décharge une pente identique à celle calculée sous l'hypothèse élastique.

2.2.3 Commentaires et conclusions

Les simulations par éléments finis effectuées servent à déterminer l'ordre de grandeur des contraintes dans la couche de fondation dues au passage d'un essieu. Cet ordre de grandeur se situe entre 100 et 400 kPa suivant la profondeur de la couche. Les pentes des sollicitations dans le plan p' - q varient entre 2,5 et 9, si l'on fait abstraction de la pente de 16 (Figure 2.6) qui est due à la présence de contraintes de traction.

Ces calculs révèlent également la complexité de la sollicitation mécanique dans laquelle prennent place des rotations de contraintes qui peuvent aller jusqu'à 50°. Cet effet peut être important dans les phénomènes de déformations des milieux granulaires et nous mettrons en évidence cet aspect dans la suite de ce document.

2.3 Essais mécaniques accélérés en vraie grandeur

Les résultats qui sont présentés dans cette section ont été réalisés sur une planche d'essai à la Halle-Fosse de l'EPFL. Il a été possible de profiter du déroulement en parallèle à l'EPFL-LAVOC du projet COST 333 (Turtchy et Perret 2000) sur les revêtements de chaussées, pour lequel des essais accélérés en vraie grandeur étaient prévus. Il était donc commode de compléter l'instrumentation de la planche pour obtenir des données sur la couche de fondation sans toutefois pouvoir dimensionner l'essai (matériaux et sollicitations) prévu pour COST 333 et non pour COST

2.3.1 Buts de la campagne de mesures

Cette campagne de mesures vise à acquérir les valeurs de déplacements résilients et permanents verticaux d'une couche de fondation de chaussée soumise aux charges mécaniques cycliques dues aux passages répétés d'un essieu de poids lourd. Le but de ces essais est de caractériser le comportement d'une fondation de chaussée par la mesure des déformations qu'elle peut subir au long de sa vie.

2.3.2 Montage expérimental

2.3.2.1 Géométrie et caractéristiques de la planche d'essais

La planche d'essais, d'une surface de 5,7 m par 5,4 m et de 2 m de profondeur est composée de 3 couches principales:

- la couche de revêtement et la couche de support, qui forme la couche de roulement
- la couche de fondation
- l'infrastructure

La couche de revêtement est mince (8 cm); son épaisseur a été choisie en fonction des buts de l'action COST 333. Les caractéristiques principales de chacune de ces couches sont résumées dans le Tableau 2.3. On ne rappelle que les valeurs de modules élastiques, bien que d'autres essais aient été effectués par le LAVOC sur les matériaux bitumineux (indice de vide Marshall, température anneau et bille, pénétration). La Figure 2.12 et la Figure 2.11 montre la géométrie en coupe et

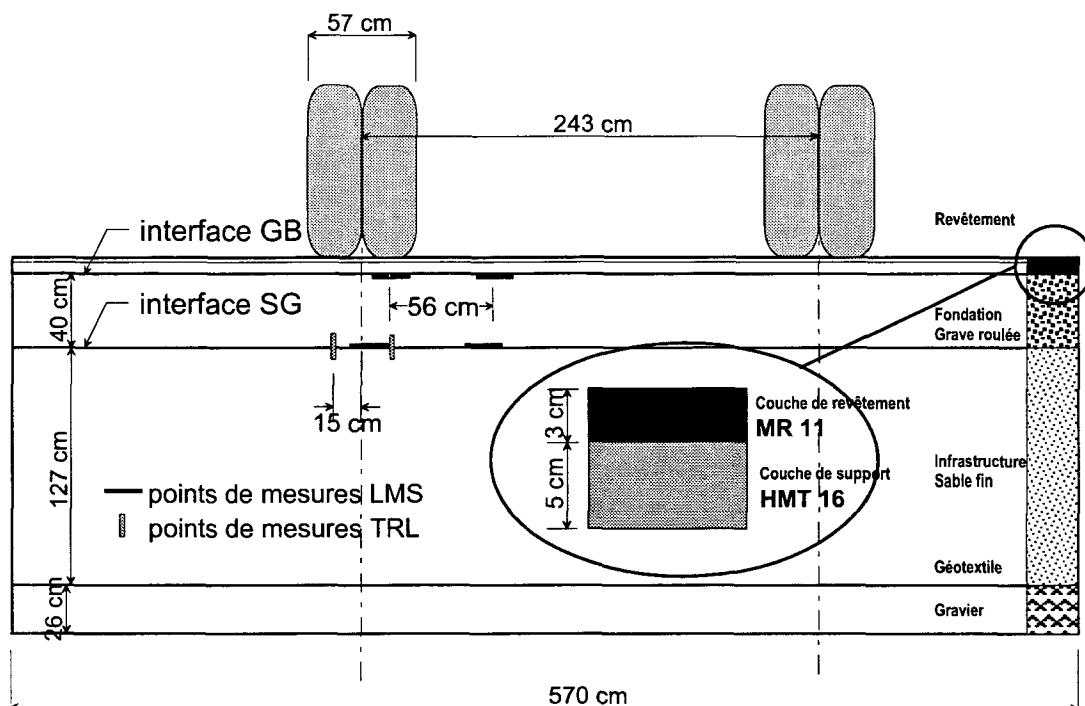


Fig. 2.11: Géométrie de la planche d'essai : coupe

en plan de la planche d'essai. Les courbes granulométriques de la grave I et du sol d'infrastructure-

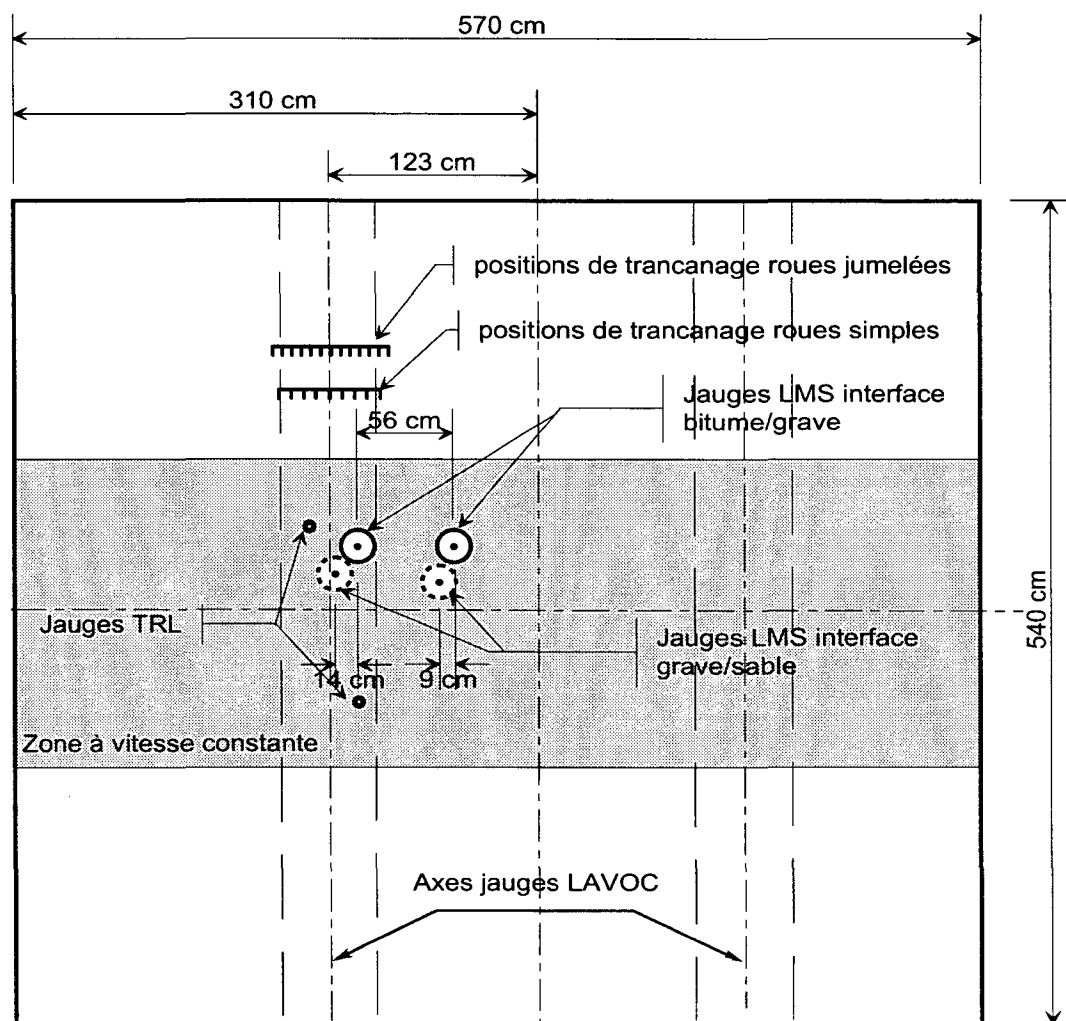


Fig. 2.12: Géométrie de la planche d'essais : vue en plan

res sont données à la Figure 2.13. La grave I y est représentée entre les bornes admissibles données par la VSS).

Tableau 2.2 : Caractéristiques principales des couches de la planche d'essai.

Dénomination	Matériau	H [cm]	Module E [MPa]
Couche de roulement	MR 11	3	12'504 (10°)
			9'358 (15°)
Couche de support	HMT 16	5	12'145 (10°)
			8'856 (15°)
Couche de fondation	Grave I	40	250
Infrastructure	sable fin	125	90

Les modules des couches bitumineuses (MR + HMT) ont été mesurées à l'aide de l'appareil LCPC sur des éprouvettes prismatiques. Les modules des couches de fondation et de l'infrastructure ont été mesurés à l'aide d'essais de plaque in-situ ($\phi=160$ mm pour la grave, exécuté après la

première phase et 300 mm pour le sol d'infrastructure)

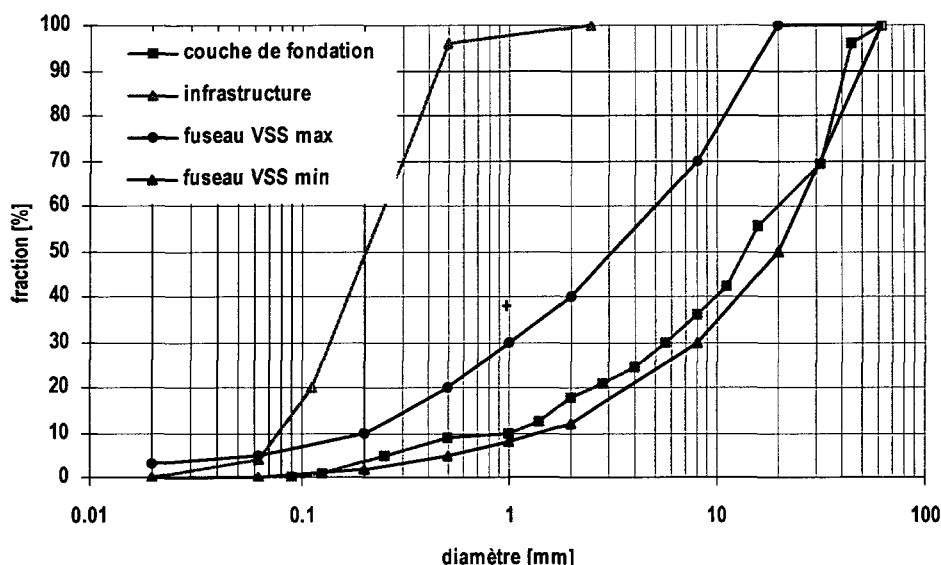


Fig. 2.13: Granulométries des couches de support et de fondation de la planche d'essai

2.3.2.2 Mise en place et teneur en eau

Les matériaux sont mis en place avec une teneur en eau naturelle. Celle-ci n'a pas de lien avec l'optimum Proctor. Il est important de noter que durant l'essai, il n'y a pas de conditions hydrauliques imposées (nappe à hauteur constante, par exemple). Des mesures montreront que la teneur en eau reste faible et ne varie pas durant l'essai, dû à la bonne isolation de la fosse par rapport à l'extérieur (sauf sur le haut de la planche). La grave est mise en place avec une densité de $2.25 \text{ [t/m}^3\text{]}$ et une teneur en eau de 2%. On ne connaît pas la densité en place du sable d'infrastructure par contre sa teneur en eau finale a été mesurée à 4,7 %.

2.3.2.3 Equipement et instrumentation

Sur la Figure 2.12 et la Figure 2.11 se trouvent également la position des points où les déflexions ont été mesurées. Deux types de jauges sont utilisées : les jauges TRL et LMS de déplacements verticaux.

Ornièreur

L'orniéreur possède une course de 4 [m] et peut imposer des charges sur essieu variant de 20 à 130 [kN]. On peut y monter des roues simples (385 [mm] de largeur) ou des roues jumelées (2*295 [mm] de largeur). Sa vitesse maximale est de 12 [km/h]. Les roues peuvent se déplacer transversalement de 40 [cm] au maximum à une vitesse de 3,3 [m/s] (opération de trancanage).

Extensomètres LMS

Les jauges LMS sont en réalité des «compressiomètres» développés pour l'occasion. Un croquis de cet appareil est donné à la Figure 2.14. Il s'agit en fait d'une mesure de déplacements par capteurs inductifs. Ces derniers sont placés au fond de la cuve d'essai et mesurent le déplacement d'une plaque solidaire du massif de sol en un point précis (dans notre cas les interfaces grave/

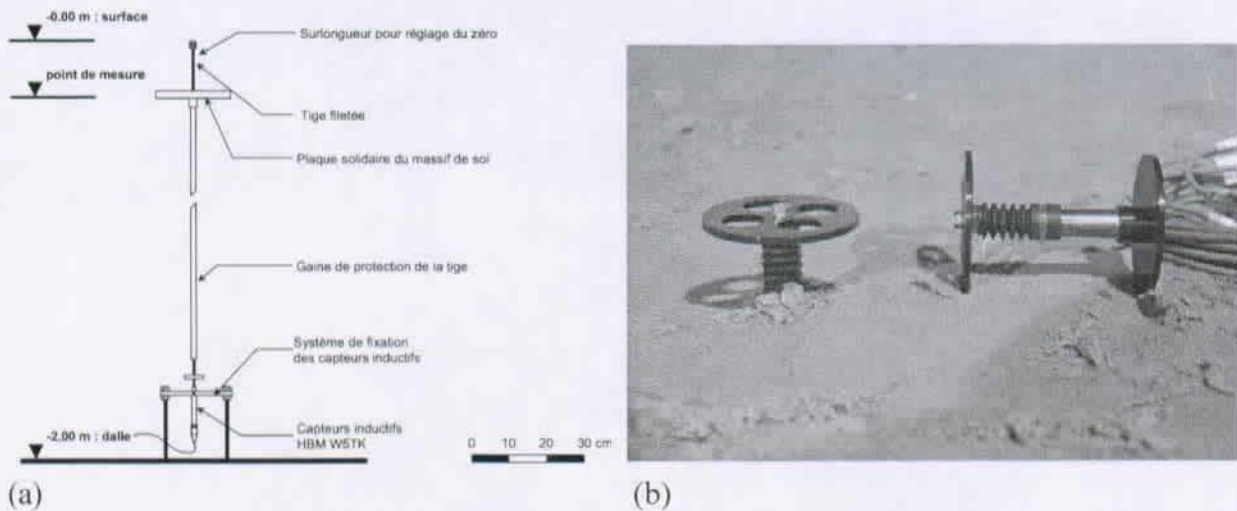


Fig. 2.14: (a) Schéma d'un extensomètre développé au LMS. (b) Photo d'une jauge TRL à l'interface sable/grave. (photo J.-J. Hefti LAVOC).

bitume et grave/sable) et reliée à eux par une tige protégée par une gaine de PVC. Quatre capteurs sont installés, deux à chaque interface, dont un dans l'axe de la roue et l'autre décalé transversalement.

Jauges TRL

Les jauges TRL sont des LVDT qui donnent le déplacement entre 2 points distants de 12 cm (distance entre les plaques d'ancrages). Elles sont placées à l'interface des couches grave et sable fin. La Figure 2.14b montre une photo de ce type de jauge.

Teneur en eau

Des mesures de teneurs en eau ont été faites ponctuellement pendant la première phase des essais (pour la description des phases d'essais, voir section 2.3.3), afin de quantifier la variation d'humidité du sol d'infrastructure en fonction des cycles de température imposés à la planche d'essai. Ces mesures utilisent la technique de réflectométrie dans le domaine temporel (Time Domain Reflectometry, TDR) (Pereira 1997). Un appareil TDR (SoilMoisture 1990) est composé d'un oscilloscope numérique couplé à un générateur d'impulsions, connecté à une ligne de transmission (une sonde). Le principe de la mesure de la teneur en eau par TDR repose sur l'exploitation du contraste existant entre la permittivité électrique de l'eau et celles des minéraux. Le TRASE accède à la permittivité relative apparente κ du milieu en mesurant la vitesse de propagation v de l'impulsion délivrée par le générateur et qui est donnée par :

$$v = \frac{c}{\sqrt{\kappa}} \quad \text{ou} \quad \kappa = \left(\frac{c \Delta t}{L} \right)^2 \quad (\text{Eq 2.5})$$

où c est la vitesse de la lumière, L la longueur de la sonde et Δt le temps de propagation de l'impulsion entre le début et la fin de la sonde. La relation entre la permittivité du milieu et la teneur en eau se fait ensuite par étalonnage. La relation la plus fréquemment utilisée est celle de Topp, qui relie la permittivité à la teneur en eau volumique.

$$\theta = 5.3 \times 10^{-2} + 2.92 \times 10^{-2} \kappa - 5.5 \times 10^{-4} \kappa^2 + 4.3 \times 10^{-6} \kappa^3 \quad (\text{Eq 2.6})$$

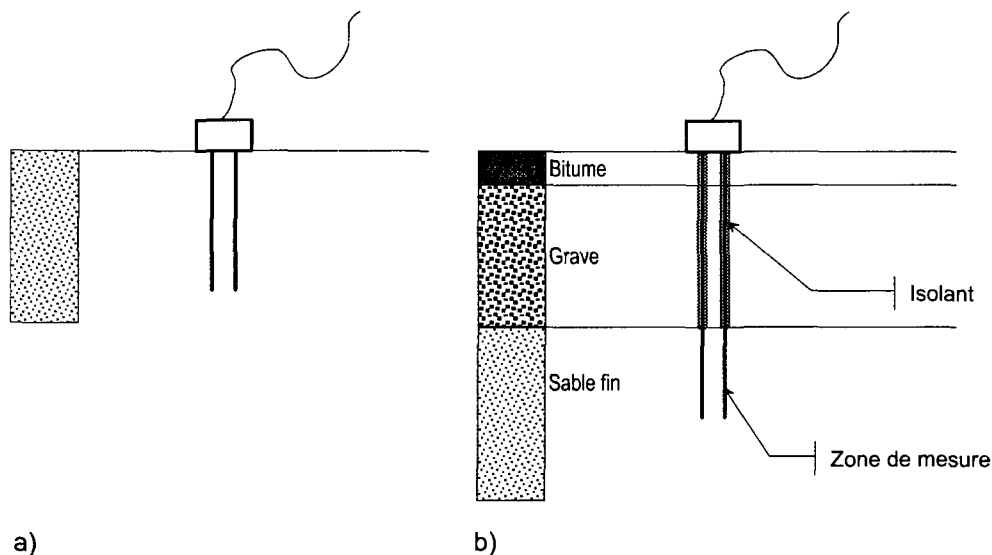


Fig. 2.15: Positionnement des électrodes dans le sol. (a) schéma classique (b) schéma spécifique à notre cas.

Dans notre cas, la sonde n'est pas enfoncée complètement dans le sol. En effet, la partie de la sonde qui traverse les couches de bitume et de grave ne doit pas participer à la mesure et est isolée (voir Figure 2.15). Un étalonnage permet de relier directement, pour cette configuration, la teneur en eau massique à la permittivité mesurée. Cet étalonnage est effectué sur un volume de sol plus petit que celui rencontré à la Halle-Fosse et avec des conditions de bord différentes. En effet, on utilise deux seaux (métallique et en plastique) pour établir la relation $\kappa(w)$ et on constate qu'elle n'est pas univoque; elle doit donc être encore différente pour le cas réel de la fosse.

C'est pour cette raison et pour des questions de mise en place (parallélisme des tiges, contact entre les tiges et le sol) que la teneur en eau tirée de ces mesures diffère de celle déterminée de manière classique lors du démontage de la planche d'essais. Les résultats de ces mesures sont présentées à la section 2.4.1.

2.3.3 Programme de mesures

Le programme des mesures se divise en 2 parties chronologiquement distinctes .

2.3.3.1 Phase I

Une première phase vise à caractériser le comportement résilient de la chaussée par la mesure des déformations verticales sous quelques cycles en faisant varier les paramètres tels que la température, la charge sur l'essieu, le type de roues et la pression de gonflage. Le Tableau 2.3 résume pour

chaque température les différents essais effectués dans cette phase I.

Tableau 2.3 : Récapitulation des essais effectués en phase I pour toutes les températures (0° - 10° - 20° - 30°)

	8 t	10 t	11.5 t	13 t
6.5 bars, roues jumelées	✓	✓	✓	
7.5 bars, roues jumelées			✓	✓
8 bars, roues simples	✓	✓	✓	✓
8.5 bars, roues jumelées			✓	✓
9 bars, roues simples		✓	✓	✓

Afin d'obtenir un profil de déflexions sous la roue en fonction de la distance entre le point de mesure et l'axe de la roue, l'orniéreur offre la possibilité de déplacer latéralement l'essieu sans bouger tout le châssis (opération de trancanage). La réalisation de cette phase a duré environ 3 mois et a nécessité l'imposition de 60'000 cycles. La chronologie des essais est donnée à l'Annexe 1.

2.3.3.2 Phase II

Une deuxième partie vise à caractériser l'orniérage de la chaussée en fonction du nombre de cycles. Les mesures de déflexions sont faites maintenant à l'UPM 60 (HBM) qui permet l'acquisition des 4 capteurs séquentiellement avec une résolution du micron. La température est maintenue à 15 degrés et la pression de gonflage des roues est de 9 bars. Les roues utilisées sont les roues simples.

L'expérience consiste à relever les capteurs avant et après l'imposition de 10'000 cycles. Au total, ce sont plus de 800'000 cycles qui seront imposés à la planche d'essais.

2.3.4 Résultats

2.3.4.1 Phase I : comportement résilient

Les profils de déplacement et déformation résiliente sont représentés par les figures telles que la Figure 2.16. Les valeurs de déflexions résilientes maximales mesurées sont récapitulées dans le Tableau 2.4. La déformation de la couche de fondation est calculée comme la différence des déflexions aux extrémités divisée par l'épaisseur de la couche (ici 40 cm). Les valeurs maximales des déformations verticales en fonction de la charge sur l'essieu et de la température sont résumées ci-après.

De manière générale, on mesure l'augmentation de la déformation avec la charge et avec la température. Ceci s'explique par la viscoélasticité du revêtement bitumineux. On sait que le module de ce dernier diminue lorsque la température augmente.

Il est intéressant de remarquer l'influence de la pression de gonflage sur les résultats. Pour une charge de 11,5 [t] par essieu et quelle que soit la température, on constate pour les roues simples, qu'augmenter la pression de gonflage augmente d'abord les déflexions (8 bars) puis les diminue

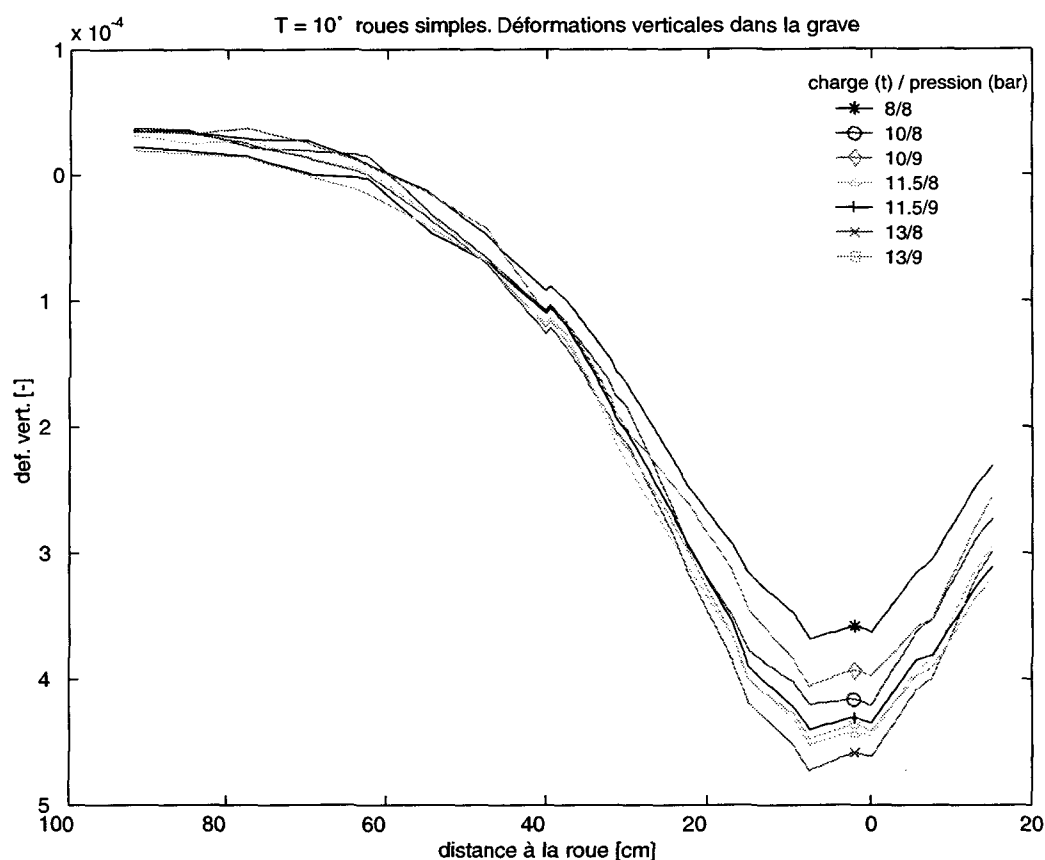


Fig. 2.16: Profil des déformations résilientes de la couche de fondation. T = 10°C, roues simples.

(9 bars).

Tableau 2.4 : Valeurs des déflexions maximales par température et charges pour les roues simples à une pression de gonflage de 8 bars. GB = interface Grave/Bitume. SG = interface Sable/Grave.

déflexions résilientes mesurées maximales [μm]								
interface	0°		10°		20°		30°	
	GB	SG	GB	SG	GB	SG	GB	SG
8 t	247	157	364	217	416	244	438	240
10 t	255	160	437	269	490	294	497	286
11.5 t	256	160	472	292	527	315	542	313
13 t	257	158	498	10	551	336	573	333

Sur la base de ces figures, les remarques suivantes peuvent être faites.

- Le rapport des déformations mesurées sur la totalité de la couche de fondation sur celles mesurées au toit de la couche d'infrastructure est d'environ 2.
- l'augmentation des déformations n'est pas linéaire. La déformation augmente proportionnellement moins vite que la charge, mais faiblement (voir Figure 2.17). Ainsi, une approximation linéaire est admissible.
- le type de roue joue une influence prépondérante sur le comportement de la chaussée.

- la pression de gonflage joue également un rôle.

2.3.4.2 Phase II : accumulation des déformations permanentes

La Figure 2.18 montre l'évolution des déflexions permanentes mesurées par les quatre capteurs LMS. Elles se stabilisent après 3 à 400'000 cycles et après 800'000 cycles, ces déplacements atteignent environ 14 [mm]. Notons que le nivellement de surface effectué par le LAVOC a mis

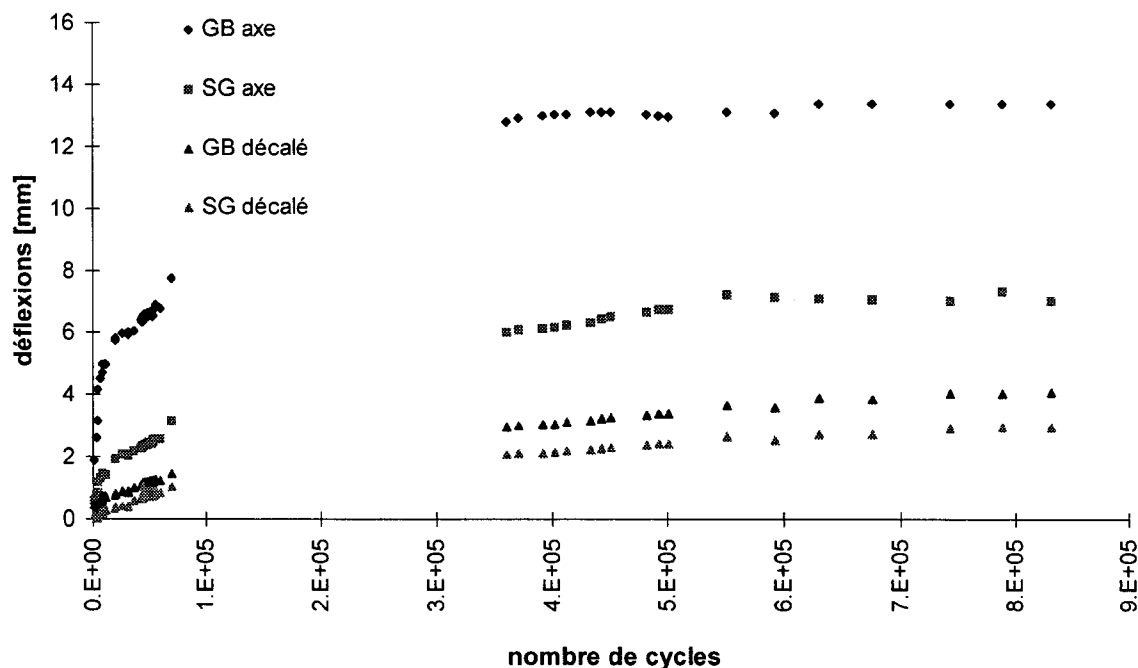


Fig. 2.18: Déflexions permanentes à la fin de la phase II. GB=interface grave/bitume, SG=interface sable/grave.

en évidence une ornière dont la profondeur varie entre 10 et 20 mm selon les points de mesures (Turtschy et Perret 2000).

2.3.5 Simulations numériques FEM

Les simulations effectuées ont deux buts : premièrement de déterminer l'ordre de grandeur des contraintes auxquelles est soumise une fondation de chaussée lors du passage d'essieux ainsi que la forme du chemin de contrainte suivi et deuxièmement d'estimer la validité de la théorie des multicouches élastiques pour la modélisation du comportement mécanique d'une fondation de chaussée.

2.3.5.1 Maillage et paramètres

Les simulations sont effectuées à l'aide de Z_Soil (Zace 1998). Le maillage utilisé et les différentes charges appliquées sont représentées à la Figure 2.19. Les paramètres sont repris des essais et résumés dans le Tableau 2.5. La valeur du module d'élasticité de la couche de bitume diminue lorsque la température augmente (viscoélasticité du matériau), mais les simulations sont faites

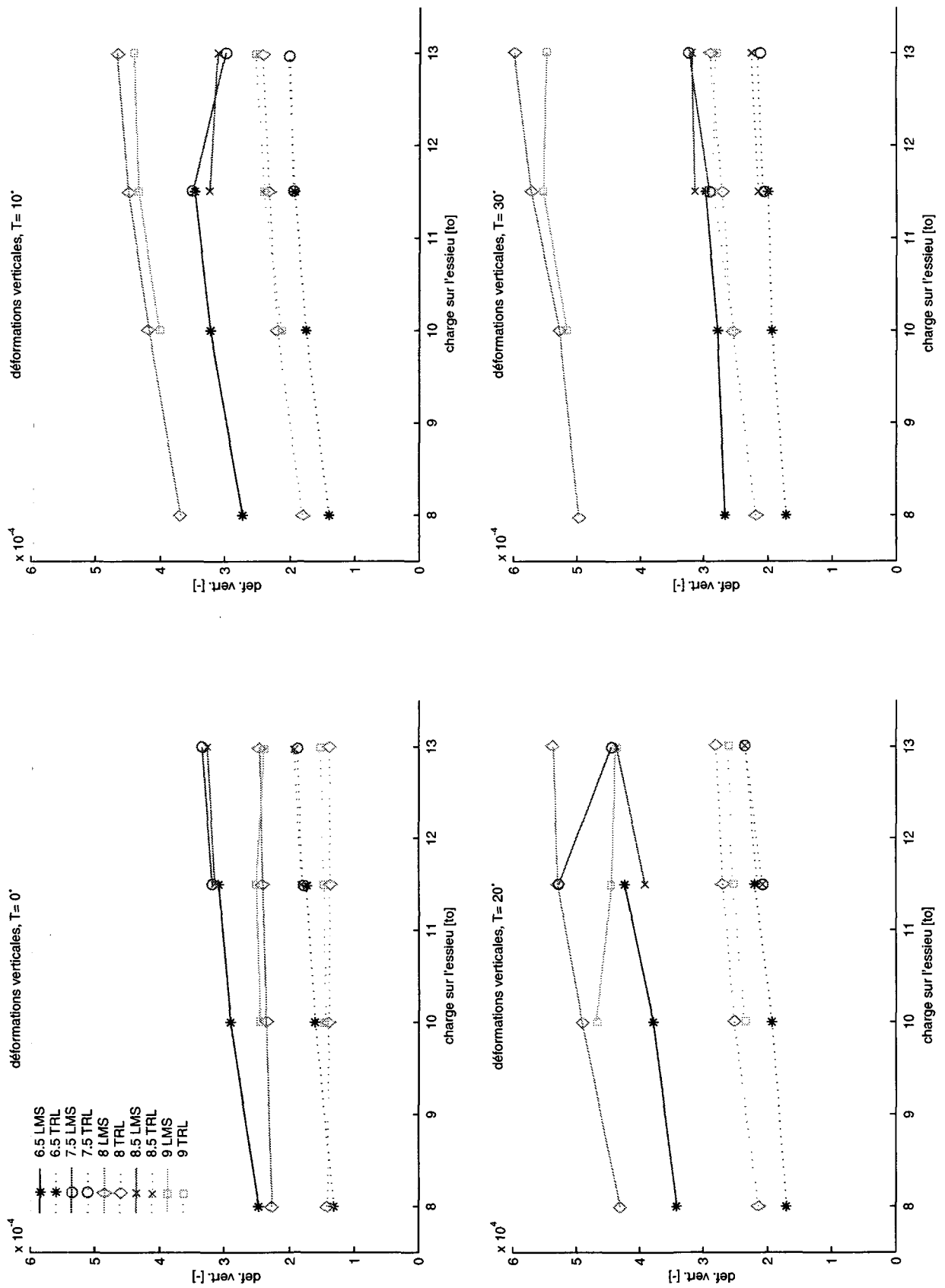


Fig. 2.17: Valeurs des déformations maximales en fonction de la charge sur l'essieu et de la température.

uniquement pour le cas 10° puisque c’est le module que l’on connaît par les essais.

Tableau 2.5 : Paramètres de matériaux pour la simulation EF.

Couche	E [MPa]	ν [-]	ϕ [°]	ψ [°]	c [kPa]
Bitume	12'500	0.35	-	-	-
Interface	-	-	30	45	2
Grave	250	0.3	45	45	2
Sable	100	0.25	-	-	-

Les calculs sont faits d’abord en supposant tous les matériaux élastiques, puis, avec une loi élasto-plastique pour la grave de fondation avec un critère associé (modèle de Mohr-Coulomb). Dans les deux cas, des éléments d’interface sont introduits entre le bitume et la grave pour tenir compte du glissement qu’il peut y avoir entre ces couches étant donné leur grande différence de rigidité. Cette interface est définie avec un frottement égal au deux-tiers de l’angle de frottement de la grave. Les autres valeurs (dilatance et cohésion) ne variant pas.

Les calculs élastoplastiques sont réalisés pour éviter l’apparition d’une zone en traction dans la couche de grave, sur une zone environ égale à l’épaisseur de cette couche et située directement sous celle-ci

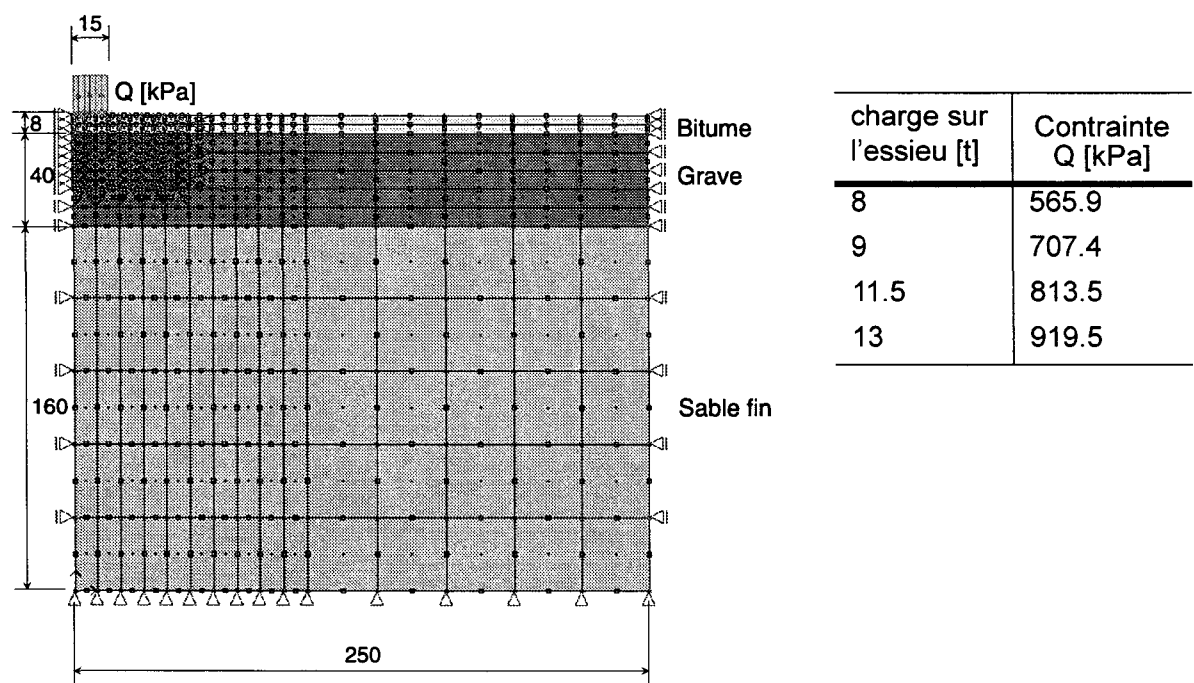


Fig. 2.19: Maillage EF axisymétrique de la planche d’essais (unités en cm) et contraintes appliquées au modèle.

2.3.6 Résultats

Seules les valeurs des déflexions aux interfaces sont résumées au Tableau 2.6. La Figure 2.20 propose une comparaison entre les mesures et les simulations dans le cas élastique et élastoplastique pour l'interface sable/grave.

On constate que les grandeurs calculées ont un ordre de grandeur cohérent avec les mesures. Comme l'hypothèse d'axisymétrie prévaut, la courbe des déflexions calculées, bien qu'elle soit dans un plan qui contient la direction de roulement, peut aussi représenter les déplacements dans un plan transversal, qui correspond au plan dans lequel sont fait les mesures.

Tableau 2.6 : Déflexions calculées selon les diverses hypothèses. GB = interface Grave-Bitume. SG=interface Sable-Grave.

Charge [to]	déflexions résilientes calculées maximales [μm]				Mesures	
	Elastique		Elastoplastique			
interface	GB	SG	GB	SG	GB	SG
8	314	178	361	180	364	217
10	393	224	459	230	437	269
11.5	452	258	535	268	472	292
13	527	308	609	305	498	310

On constate une différence de forme du bassin de déflexion qui à notre avis s'explique par les points suivants :

- La forme de l'empreinte, donc sa surface, n'est pas connue avec suffisamment de précision.
- La répartition des contraintes sous le pneu est également mal connue. La pression des pneus n'est sans doute pas uniforme sur la chaussée à cause de la rigidité des pneus.

La simulation élastoplastique ne présente des déplacements à peine plus importants que celle élastique pour les paramètres admis, malgré la plastification de certains éléments. Ainsi, une simulation élastoplastique du comportement résilient de la chaussée ne se justifie pas, sauf si on aborde le problème dans le cadre des sollicitations cycliques et de la modélisation des sollicitations per-

manentes.

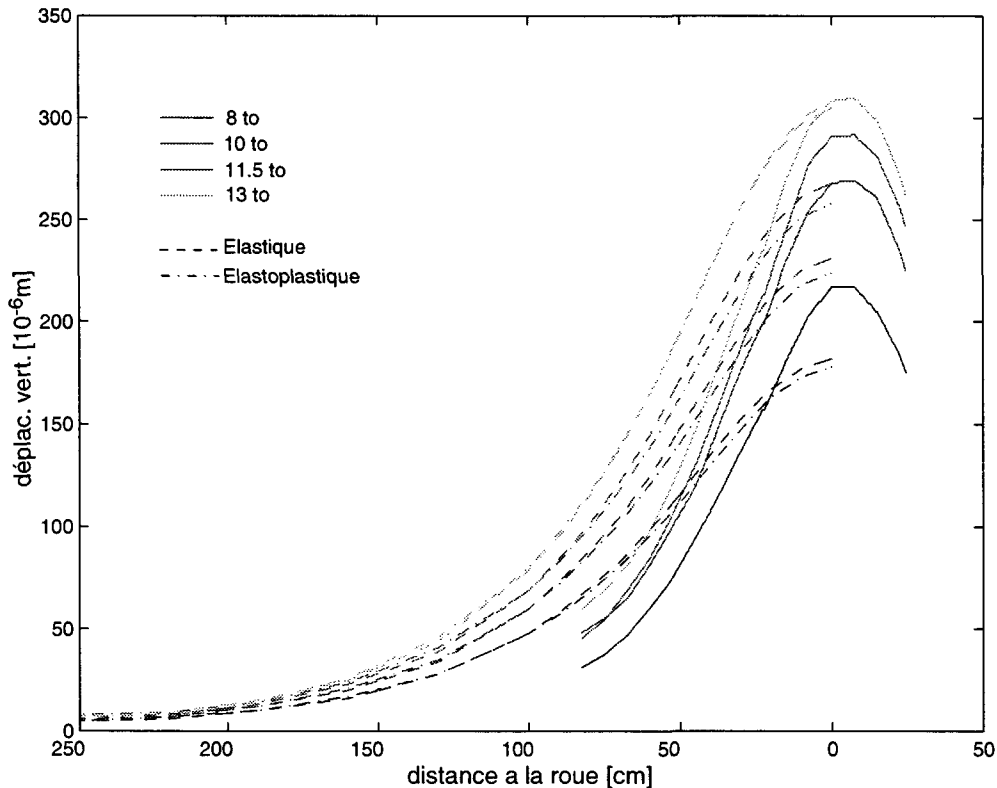


Fig. 2.20: Comparaison des simulations élastiques et élastoplastiques avec les mesures in situ de la déflexion à l'interface sable/grave.

2.3.7 Conclusions

Pour le type de sol (grave routière), charges (charges sur essieu de 8 à 13 to, pression de gonflage de 6.5 à 9 bars et température ambiante de 0 à 30°), on peut tirer les conclusions suivantes des mesures de déplacement effectuées :

- Les déformations résilientes verticales mesurées sont d'un ordre de grandeur de 10^{-4} , et peuvent varier jusqu'à 25 % selon les conditions de chargement. La température ambiante a une influence plus prononcée sur l'amplitude de ces déformations élastiques, puisqu'un échauffement de 30° peut doubler ces déformations. Ceci s'explique par la baisse du module élastique de la couche bitumineuse avec la hausse de la température.
- On constate une dépendance de l'amplitude des déformations élastiques avec la charge. Les déformations n'augmentent pas proportionnellement à la charge, ce qui s'explique par la dépendance du module élastique de la pression moyenne. Dans la gamme des sollicitations dues aux essieux de poids lourds, on peut cependant négliger cette dépendance.
- Les déflexions permanentes verticales atteignent une amplitude d'un ordre de grandeur 10 fois plus élevé que celle des premiers cycles. Elles se stabilisent après 500'000 passages. A 50 [cm] transversalement de la roue, elles ne sont plus que de la moitié.
- La simulation des déformations élastiques à l'aide d'un modèle élastique linéaire ($E=250 \text{ MPa}$, déterminé à la plaque) donne des résultats corrects en terme d'amplitude, même s'ils ne sont

pas aptes à tenir compte de l'augmentation de la rigidité avec la pression moyenne.

- La simulation élastoplastique permet de ne pas avoir de zone en traction dans la couche de fondation. Elle fournit des déplacements semblables que dans le cas élastique et des états de contrainte plus élevés dans le bas de la couche de fondation sont calculés.

2.4 Autres sollicitations

2.4.1 Sollicitation hydrique

De manière générale, des mesures constructives doivent être prises pour que les couches de fondations soient isolées des eaux de ruissellement de surface ou des remontées de la nappe phréatique par des systèmes de drainage et de filtres (VSS_SN_640-340 1971). Les sollicitations hydriques sur ces couches peuvent donc provenir essentiellement des variations de nappe phréatique dans le sol support.

Dans notre cas, on rappelle qu'il n'y a pas de conditions hydriques imposées. Les mesures ponctuelles de teneur en eau montrent que celle-ci ne varie quasiment pas durant dans le temps et les différentes phases de l'essai (Figure 2.21). La seule variation notable de teneur en eau a lieu lors

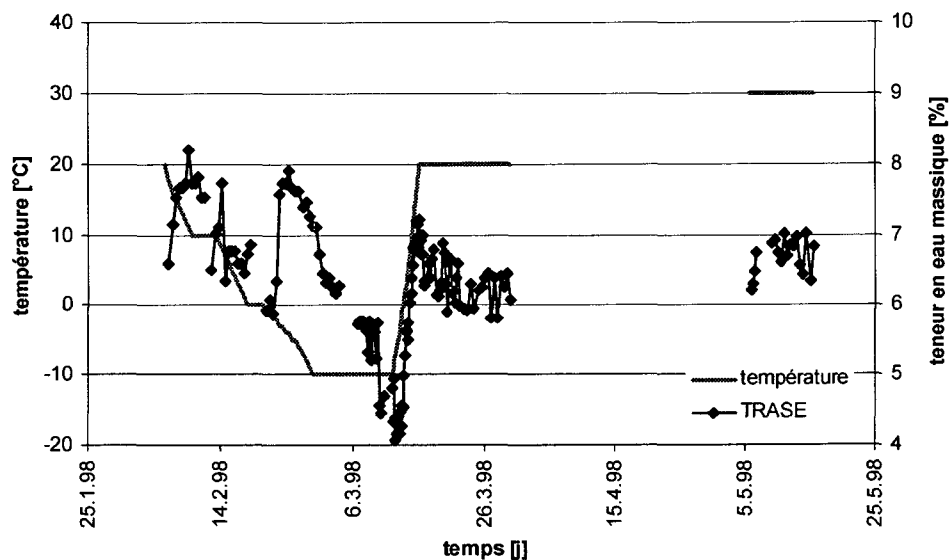


Fig. 2.21: Evolution de la teneur en eau en fonction de la température.

de la phase de gel. Elle diminue, ce qui démontre que l'eau interstitielle gèle et que la permittivité apparente change. Lors du dégel, la teneur en eau retrouve sa valeur initiale. Hors de cette zone, on estime la variation de la teneur en eau du sol support à 2 % ce qui est faible

Nous cherchons maintenant à connaître le tassement occasionné par cette variation de teneur en eau. Pour cela on utilise la relation.

$$\Delta H = \frac{\Delta s}{3K} H \quad (\text{Eq 2.7})$$

Dans laquelle K est le module volumique, s la succion et H la hauteur de la couche considérée. Le sable utilisé dans la construction de la planche d'essai a fait l'objet d'une étude particulière (Klubertanz 1999) et nous connaissons sa relation succion - degré de saturation (voir Figure 2.21), le poids volumique des grains ainsi que les paramètres élastiques : Avec une contrainte de conso-

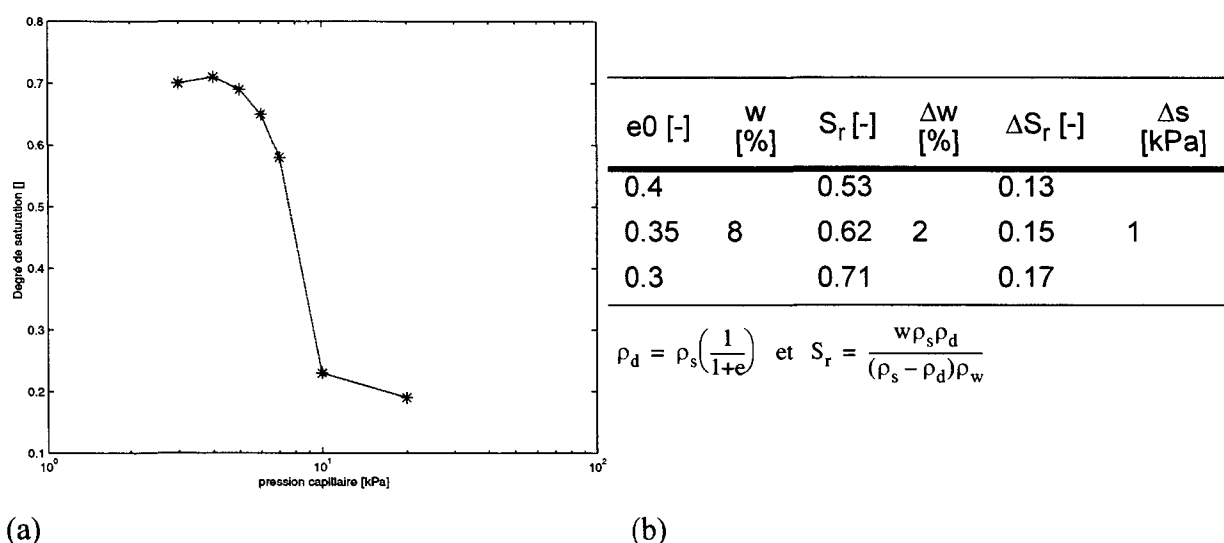


Fig. 2.22: (a) Relation entre la succion et le degré de saturation. (b) estimation du degré de saturation

lisation de 80 [kPa], les paramètres élastiques déterminés sont $E = 90$ [Mpa] et $\nu=0.4$ et donc $K=300$ [Mpa]. Comme on ne connaît pas exactement l'indice de vide en place du sable, on l'estime dans une fourchette de 0.3 à 0.4 ce qui correspond à des sables moyennement denses à denses. La variation de teneur en eau mesurée induit donc une variation de succion de 1 [kPa]. En prenant une hauteur de couche de 1,5 [m], on calcule de l'équation 2.7 un tassement de 10^{-6} [m]. L'ordre de grandeur de ce tassement est faible par rapport aux millimètres que l'on mesure comme déformations permanentes et, pour notre cas précis, les sollicitations hydriques sont négligeables.

2.4.2 Sollicitation thermique

Cette partie a pour but de saisir l'influence des variations thermiques journalières sur la résistance des granulats. Au préalable, à partir de mesures effectuées à la Halle Fosse on estime la validité de l'équation de la chaleur 1D et des paramètres de matériau admis pour modéliser l'évolution du champ de température en profondeur. Ensuite, à partir des variations journalières de température admissibles en surface de la route, on détermine l'évolution dans le temps du champ de température en profondeur, en particulier dans la couche de fondation. Ensuite, on se concentre sur un granulat et on estime les contraintes thermo-mécaniques qu'il peut subir lors de l'imposition d'un changement de température dans le fluide qui l'entoure.

2.4.2.1 Validation du modèle 1D et des paramètres de matériaux

On se base sur les mesures de température faites à la Halle Fosse dans le cadre d'un projet sur la validation de lois de comportement (Dumont et al. 1994). Ces valeurs sont ensuite modélisées en

utilisant l'équation de la chaleur 1D intégrée par un schéma de différences finies.

$$\rho C \frac{\partial T}{\partial t} - \text{div}(k \cdot \text{grad} T) = 0 \quad (\text{Eq 2.8})$$

où k est la conductivité thermique, ρ la masse volumique et C la chaleur massique du milieu. Pour un milieu granulaire de type grave routière on admet les valeurs résumées au Tableau 2.7. Les paramètres sont très proches dans le cas d'un béton bitumineux et d'une grave, car le phénomène est essentiellement gouverné par les granulats. On admet dans notre analyse une valeur moyenne

Tableau 2.7 : Caractéristiques thermiques des matériaux routiers.

		K [W/mK]	ρ [kg/m ³]	C [J/kgK]
Enrobé	selon (Jeuffroy 1978)	1.47	2400	785
Grave (calcaire)	selon (Berest et Weber 1988)	2.1	2500	800
Valeur admise		1.5	2500	800

qui simplifie grandement l'intégration de l'équation 2.8. Cette intégration se fait comme pour l'équation de la consolidation sur une profondeur de 1,8 [m]. La condition aux limites au bas du modèle est isotherme à une température de 10 [°C] et la condition aux limites sur le haut varie de 23 à 5 [°C] puis de 23 à 41 [°C]. L'échauffement de la surface est supposé instantané.

L'évolution du champ de température pour ces variations de température en surface sont données à la Figure 2.23. Les valeurs mesurées et celles de la modélisation diffèrent de quelques degrés.

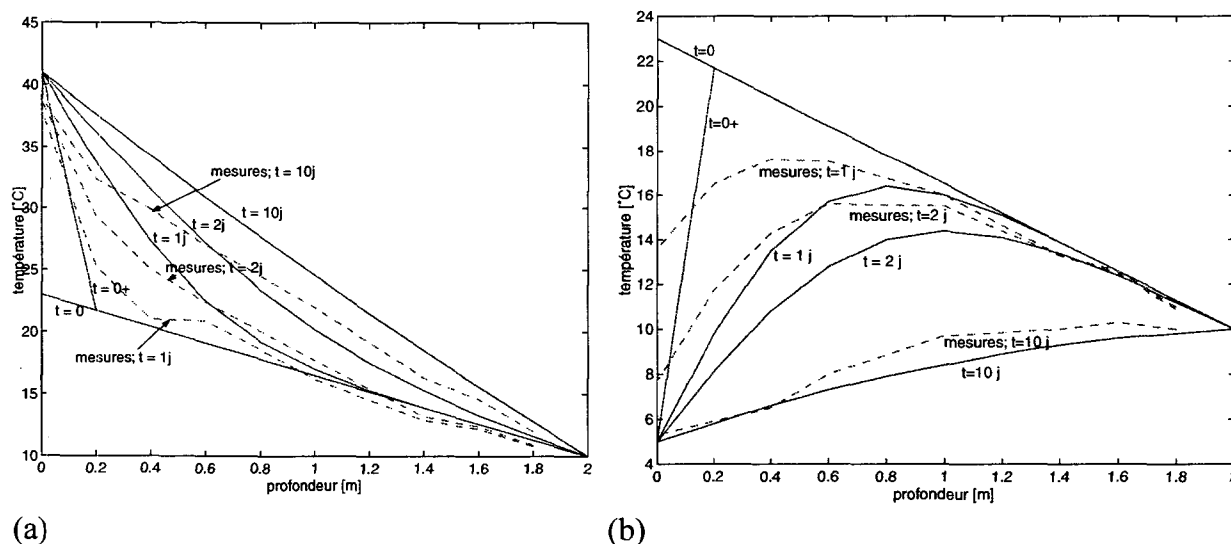


Fig. 2.23: Profils de température dans la chaussée. Comparaison entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées. (a) montée de la température à la surface de 23 à 41°. (b) descente de la température à la surface de 23 à 5°.

Ceci peut s'expliquer par le fait qu'en réalité on n'impose pas une température à la surface de notre géométrie mais dans le fluide ambiant. Les mesures de la température en surface confirment que leurs variation ne se font pas instantanément comme c'est le cas dans la modélisation. Ainsi, les calculs sont toujours en avance sur les mesures.

Néanmoins, ce sont bien les phénomènes diffusifs qui sont essentiels et les paramètres de maté-

riaux choisis sont calés correctement. Ils peuvent être utilisés tels quels par la suite.

2.4.2.2 Profil de température en profondeur

Le modèle 1D utilisé ci-dessus est repris avec une géométrie et des conditions aux limites différentes. La modélisation n'est plus faite que sur 50 cm de profondeur avec une limite au fond du modèle conductrice. Les conditions sont imposées en température à la surface avec une période de 1 jour et une amplitude de 45° (de 15° à 60° , valeurs jugées hautes). Le profil de température (Figure 2.24) montre que juste sous le bitume (~ 10 cm de profondeur) la variation de température

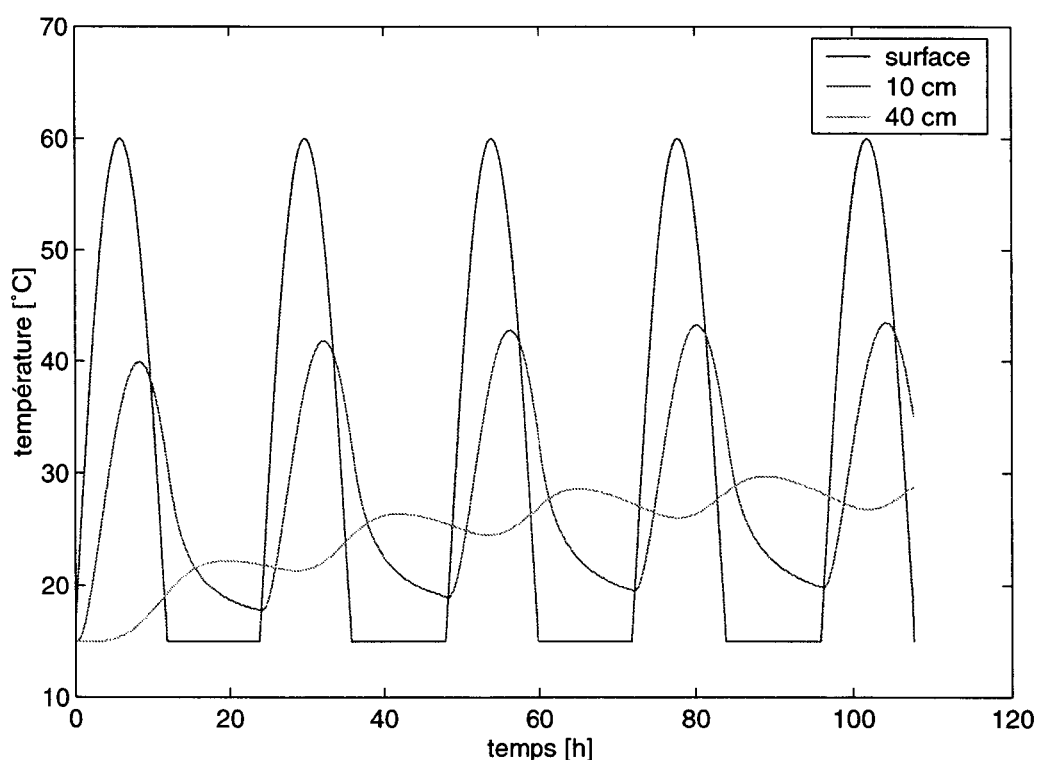


Fig. 2.24: Variations de température en diverses profondeurs dues à un cycle de température en surface de $\Delta T = 45^\circ \text{C}$ et de période 24 h.

n'est que de $\sim 25^\circ \text{C}$. Vers le bas de la couche de grave (~ 40 cm) les variations ne sont plus que d'environ 5° avec une tendance au réchauffement.

2.4.2.3 Etat thermo-mécanique d'un granulat

Sur la base des variations de température que la couche de fondation peut subir et que l'on a estimées dans la partie précédente, on s'intéresse aux contraintes qui peuvent naître dans un granulat libre de se déformer sous l'effet d'une différence de température appliquée à sa surface.

L'hypothèse que les déplacements à la surface d'un grain ne sont pas empêchés se justifie par la faible couverture qu'il existe sur une fondation routière et qui induit des contraintes en place de l'ordre de 10 [kPa]. On fait cette étude pour deux tailles de grains différents i.e 1 [cm] et 10 [cm] de rayon (un bloc) et en tenant compte où non des phénomènes convectifs. A priori, comme la vitesse de l'air ou de l'eau, si le milieu est saturé, qui entoure les grains est négligeable, ce phéno-

mène ne devrait pas entrer en ligne de compte.

Le calcul du champ de température est fait par éléments finis à l'aide de MATLAB qui propose un petit module très simple de résolution de diverses PDE (partial differential equations) hyperboliques ou paraboliques. L'équation 2.8 est modifiée quelque peu pour tenir compte de la convection (facteur convectif h) et des sources de chaleurs (Q)

$$\rho C \frac{\partial T}{\partial t} - \text{div}(k \cdot \text{grad} T) = Q + h(T_{\text{ext}} - T) \quad (\text{Eq 2.9})$$

Dans le cas d'un grain de calcaire on admet les valeurs données au Tableau 2.8 (Incropera et Dewitt 1996). Les conditions de bord sont une élévation de la température de 15° à 40°. La seule limitation vient du fait que MATLAB ne travaille pas en 3D (ou en coordonnées sphériques) et que le champ calculé est celui d'une section de cylindre infiniment long.

Les conditions de bord testées sont de deux types :

- flux de chaleur à travers la surface imposé.
- température à la surface imposée.

Les conditions le plus proches de la réalité sont celles de flux imposé avec un facteur convectif nul (pas de vitesse du fluide ambiant, donc pas de perte de chaleur par convection).

$$T_{\text{bord}} = T_{\infty} \quad (\text{Eq 2.10})$$

$$\hat{n}(k \cdot \text{grad} T) - h(T_{\infty} - T) = 0 \quad (\text{Eq 2.11})$$

Pour estimer l'erreur que l'on fait, un calcul à l'aide de la Lump Capacitance Method (LCM) est réalisé (voir Annexe 2). La LCM donne des résultats d'environ 2,5 à 3 [°C] supérieurs au calcul MATLAB (comparaison non présentée ici).

Tableau 2.8 : Paramètres d'un matériau caclaire pour l'équation de la chaleur (équation 2.9)

	K [W/mK]	ρ [kg/m ³]	C [J/kgK]	h_{air} [W/m ² K]	h_{eau} [W/m ² K]
Calcaire	2	2700	800	10	6000

Sur la base de ce champ de température, les contraintes thermo-mécanique radiales et axiales sont calculées en coordonnées sphériques selon les relations (Timoshenko et Goodier 1988).

$$\sigma_r = \frac{2\alpha E}{1-\nu} \left(\frac{1}{b^3} \int_0^b T(r) r^2 dr - \frac{1}{r^3} \int_0^r T(r) r^2 dr \right) \quad (\text{Eq 2.12})$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{\alpha E}{1-\nu} \left(\frac{2}{b^3} \int_0^b T(r) r^2 dr + \frac{1}{r^3} \int_0^r T(r) r^2 dr - T \right) \quad (\text{Eq 2.13})$$

l'approximation des intégrales de ces équations se fait par la méthode des trapèzes.

Enfin les contraintes maximales calculées selon les diverses hypothèses sont comparées à un critère de rupture de type Fairhurst qui s'écrit

$$\tau = \sigma_t (m - 1) \sqrt{1 + \frac{\sigma}{\sigma_t}} \quad (\text{Eq 2.14})$$

avec

$$m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_t} + 1} \quad (\text{Eq 2.15})$$

Les valeurs de ruptures de certaines roches sont données dans Tableau 2.9. Dans cette phase, une

Tableau 2.9 : Quelques exemples de grandeurs caractéristiques de roches, selon (Berest et Weber 1988)

	E [10 ⁵ Mpa]	ν	σ_c [MPa]	σ_t [Mpa]
Granite	0.55-0.9	0.21-0.28	210	9-13
Basalte	1.00	0.28	290	16
Calcaire	0.2-0.9	0.2-0.3	20-180	2.1-10
Grès	0.02-0.7	0.3-0.4	10-50	0.3-1.1
Béton	0.17	0.3	30	2.5

variation de température instantanée est appliquée au frontière du granulat ou au fluide (air ou eau) entourant le granulat. La première condition aux limites (CL) est une condition de température imposée à la frontière alors que la deuxième se traduit par une condition flux de chaleur imposé à la frontière. Les calculs sont réalisés pour deux géométries de grains différentes (R=10 cm et 1 cm) et avec des facteurs convectifs représentatifs de l'air, de l'eau et du vide. Les simulations faites sont résumés au Tableau 2.10.

Tableau 2.10 : Programme des calculs.

$T_0 = 15^\circ\text{C} \Delta T = 25^\circ$	CL	R = 10 cm	R = 1 cm
h = 0	température	OK	OK
h = 0	flux	OK	OK
h = 10	flux	OK ^a	-
h = 6000	flux	OK	-

a. Validé par la LCM

Pour un grain sphérique de 10 [cm] de rayon, la Figure 2.25a montre l'évolution du champ de température le long d'un rayon alors que la Figure 2.25b représente le champ des contraintes le long de ce même rayon pour des conditions imposées en température. La Figure 2.26 montre les mêmes grandeurs pour des conditions de flux imposées. On remarque que les gradients de température et ainsi les contraintes sont plus élevés lorsque la température est imposée et que le grain arrive plus rapidement à son nouvel état de température homogène. Les valeurs maximales des contraintes mesurées lors de ces simulations sont résumées dans Tableau 2.11. On constate que

Tableau 2.11 : Valeurs des contraintes en kPa calculées au centre et au bord du grain.

$T_0 = 15^\circ\text{C} \Delta T = 25^\circ$	R = 10 cm		R = 1 cm	
	$\sigma_r = \sigma_\theta$ centre	σ_θ bord	$\sigma_r = \sigma_\theta$ centre	σ_θ bord
h = 0 temp.	-2350	4200	-2400	4600
h = 0 flux	-450	460	-55	60

Tableau 2.11 : Valeurs des contraintes en kPa calculées au centre et au bord du grain.

$T_0 = 15^\circ\text{C} \Delta T = 25^\circ$	$R = 10 \text{ cm}$		$R = 1 \text{ cm}$	
	$\sigma_r = \sigma_\theta$ centre	σ_θ bord	$\sigma_r = \sigma_\theta$ centre	σ_θ bord
$h = 10 \text{ flux}$	-440	455	-	-
$h = 6000 \text{ flux}$	-920	5000	-	-

l'échauffement de la sphère induit un état de contrainte isotrope en traction au centre de la sphère et des contraintes circonférentielles de compression vers le bord. L'ordre de grandeur des contraintes de traction va de 0,5 à 2,5 [MPa] alors que celles de compression sont au maximum de 5 [MPa].

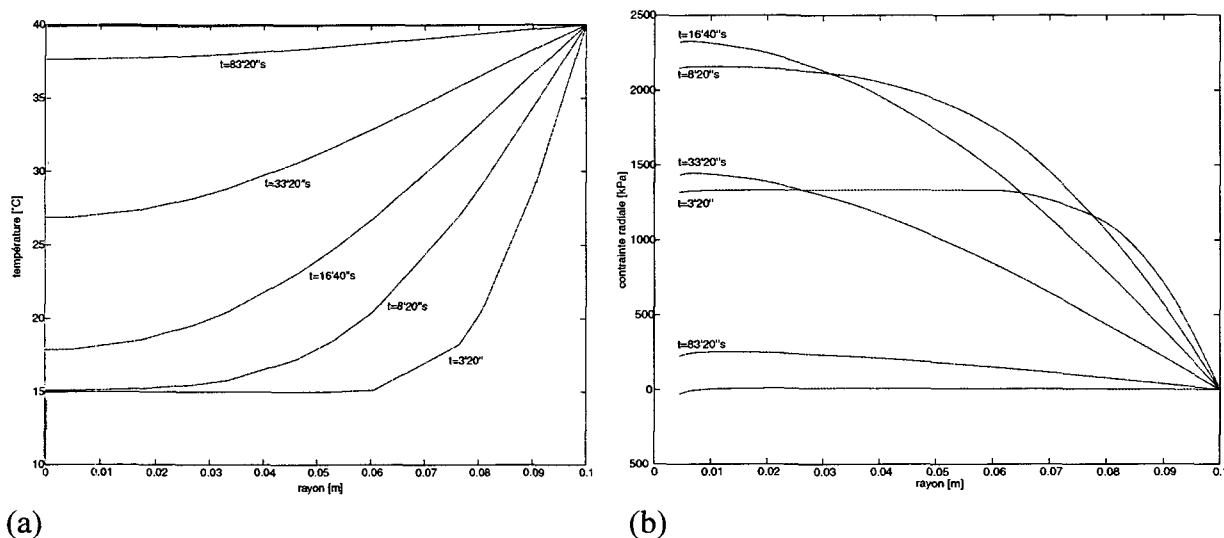


Fig. 2.25: $R = 10 \text{ cm}$. CI : $T_0 = 15^\circ\text{C} \Delta T = 25^\circ$. Conditions de température imposée. (a) Evolution du champ de température (b) Evolution du champ des contraintes radiales.

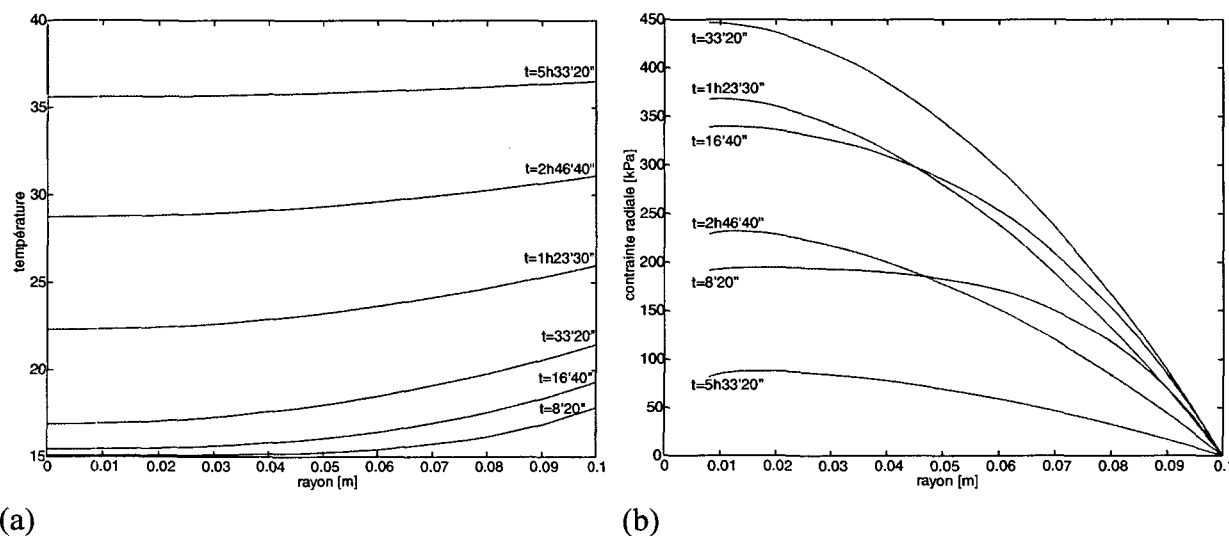


Fig. 2.26: $R = 10 \text{ cm}$. CI : $T_0 = 15^\circ\text{C} \Delta T = 25^\circ$. Conditions de flux de chaleur imposé. (a) Evolution du champ de température (b) Evolution du champ des contraintes radiales.

Lorsqu'on compare ces valeurs à un critère de rupture, on constate que l'on se trouve bien au des-

sous de celui-ci. La Figure 2.27 montre où se situe le point de contrainte en traction pure au centre

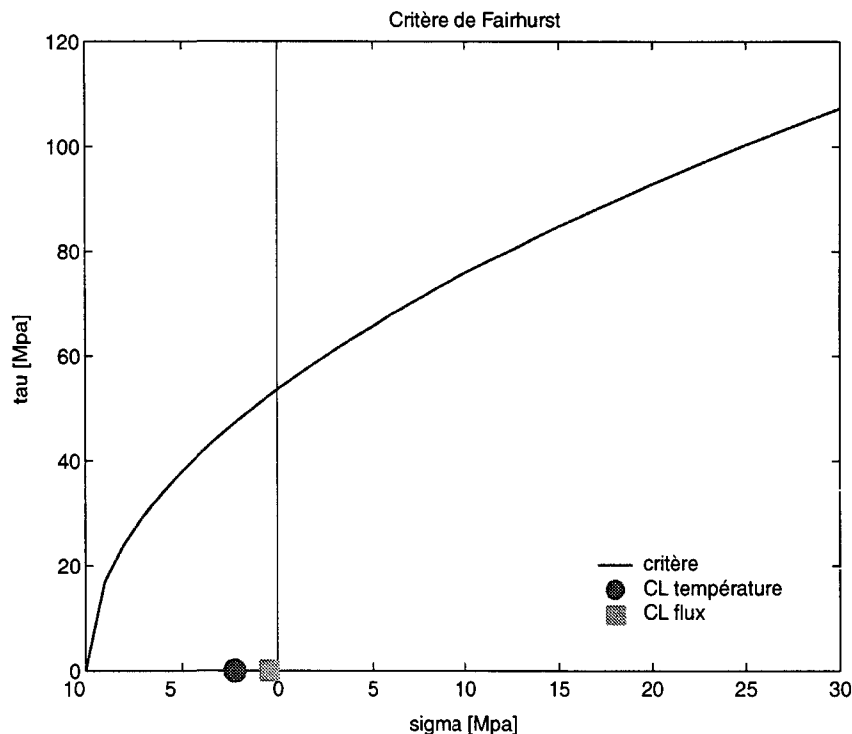


Fig. 2.27: Comparaison de l'état de contrainte au centre de la sphère par rapport à un critère de rupture

de la sphère par rapport au critère de rupture de Fairhurst (Hudson et Harrison 1997). On y constate qu'on atteint une valeur de contrainte qui équivaut à environ 25 % de la contrainte de rupture en traction. Pour les contraintes de compression qui se trouvent à la frontière, on est en dessous du seuil de fatigue du matériau, qui a été mesuré par certains auteurs à 65% de la résistance à la compression simple.

2.4.3 Commentaires et conclusions

Les simulations effectuées montrent que les contraintes thermo-mécaniques qui naissent à l'intérieur d'un granulat dues à une variation de température typique de ce qu'on trouve dans les chaussées routières n'atteignent qu'environ 20 % de la valeur à la rupture. Elles n'occasionneront pas de rupture de grains même par fatigue vu ce faible rapport.

Néanmoins, les caractéristiques des roches variant selon leur minéralogie, rien ne permet d'affirmer que ces sollicitations ne seront jamais importantes. Le valeur du module d'élasticité joue un rôle déterminant pour la grandeur de ces contraintes.

2.5 Conclusions

Ce chapitre présente les différents types de sollicitations que peut subir une couche de fondation de chaussée en s'attardant plus particulièrement sur les sollicitations mécaniques. Des simulations par éléments finis ainsi que des essais en vraie grandeur permettent d'estimer les contraintes et les déformations que connaît un point de la fondation lors du passage d'un essieu. De ces calculs ressortent que les contraintes imposées à un échantillon de grave routières sous des charges

d'essieux standards (entre 8 et 13 tonnes) sont de l'ordre de 100 à 350 [kPa] selon la profondeur avec une forte rotation des contraintes principales (jusqu'à 50°). La pente de la sollicitation dans le plan $p'-q$ est relativement raide (entre 2,5 et 9). Ces considérations permettent d'avoir une idée des conditions en laboratoire que les échantillons de sols destinés à des fondations de route devront subir.

Les mesures de teneur en eau dans le sol support sableux de notre essai permettent d'exclure la possibilité de tassement provenant de leur variation. Les sollicitations dues aux variations de nappe phréatique peuvent cependant ne pas être négligeable dans les sols plus fins.

Les effets thermiques se manifestent plutôt par une augmentation de contrainte dans la fondation due à la dégradation du module élastique des couches bitumineuses que par une dégradation des granulats.

Dans la suite de ce travail, nous nous intéresserons uniquement aux sollicitations mécaniques cycliques. Nous montrerons l'effet des rotations de contraintes principales sur la déformabilité de ces matériaux et nous mesurerons à l'aide d'essais proportionnels les déformabilités élastiques et plastiques en fonction du nombre de cycles. Nous examinerons également si des ruptures de grains peuvent se produire dans les matériaux que nous avons choisis.

CHAPITRE 3 : REVUE DES ESSAIS ET DES LOIS CONSTITUTIVES POUR LES MATÉRIAUX GRANULAIRES

3.1 Introduction

L'étude du comportement cyclique des milieux granulaires naturels, essentiellement des sables et des graviers, s'est beaucoup concentrée sur les réponses de ces sols soumis à des séismes. Les fréquences de ces sollicitations, de l'ordre de quelques hertz à quelques dizaines de hertz conduisent à s'intéresser aux phénomènes non-drainés et à l'estimation des générations de pressions interstitielles amenant la liquéfaction de ces sols (Castro 1975; Ishihara et al. 1975 ; Martin et al. 1975). Dans cette étude, seul le comportement cyclique drainé sera considéré, d'un point de vue expérimental ainsi que d'un point de vue constitutif et le comportement non drainé sera omis.

On traite tout d'abord de l'observation expérimentale du comportement des milieux granulaires lors de divers essais en laboratoire et on identifie les caractéristiques principales de ce comportement, ainsi que les phénomènes qui l'influencent, d'abord en sollicitations monotones puis en sollicitations cycliques.

Certaines lois de comportement macroscopiques fréquemment rencontrées en mécanique des sols non cohésifs sont ensuite présentées. Sans souci d'exhaustivité, on s'attarde sur des notions essentielles et des exemples pertinents de ces lois, utilisées ou utilisables pour les corps de chaussées, en mettant l'accent sur la non-linéarité du matériau et en partant de l'élasticité jusqu'à la viscoplasticité.

3.2 Comportement expérimental des milieux granulaires

Par milieu granulaire dans le domaine des sols, on entend les matériaux non-cohésifs, essentiellement frottants, qu'on classe usuellement dans la fraction granulométrique des sables et des graviers. La réalisation des essais présentés par la suite sur ces matériaux se fait en conditions saturées ou sèches, afin de s'affranchir des effets hydriques dues à la non-saturation sur la résistance et la déformation d'un massif de sol (Geiser 1999).

3.2.1 Comportement en contraintes et déformations

L'essai à l'appareil triaxial est l'essai le plus répandu pour étudier le comportement des sols en terme de résistance et de déformation (Bishop et Wesley 1975). Il ne permet cependant d'imposer le chemin de contrainte que selon une seule pente ($\eta=3$) dans le plan $p'-q$, si la pression de confinement reste constante. Dans le cas des sables et graviers, ces études ont été réalisées par une multitude d'auteurs comme par exemple (Bard 1993; Biarez et Hicher 1994; Lee et Seed 1967). Le comportement de ces matériaux, lorsqu'ils sont saturés, est fortement non-linéaire dans ses relations contraintes-déformations et dépendant de plusieurs paramètres dont les plus importants sont :

- la granulométrie et l'état de surface des grains (anguleux ou arrondis);
- la compacité (de lâche à dense), exprimée par l'indice de vide e ou la porosité du matériau n ;
- la pression moyenne p .

La Figure 3.1 présente les résultats d'essais effectués sur une grave concassée (0.1-10mm), avec un d_{60}/d_{10} de 36. La représentation de résultats sur un sable présenterait des caractéristiques semblables (Bard 1993). Le comportement en contraintes-déformations se caractérise par :

- une augmentation du déviateur de rupture avec la pression moyenne. On constate la présence d'un pic en déviateur lorsque la compacité initiale est dense mais qui a tendance à disparaître lorsque la contrainte de consolidation initiale augmente à indice de vide initial constant;
- un état résiduel indépendant de la compacité initiale mais dépendant uniquement de la pression moyenne, appelé état critique (Schofield et Wroth 1968). A cet état, la déformation volumique n'évolue plus;
- une déformation volumique contractante pour les faibles compacités et dilatantes pour les fortes densités et une tendance vers la contractance avec l'augmentation de la contrainte moyenne. On peut faire une analogie entre la dilatance des matériaux granulaires et la surconsolidation des matériaux cohésifs.

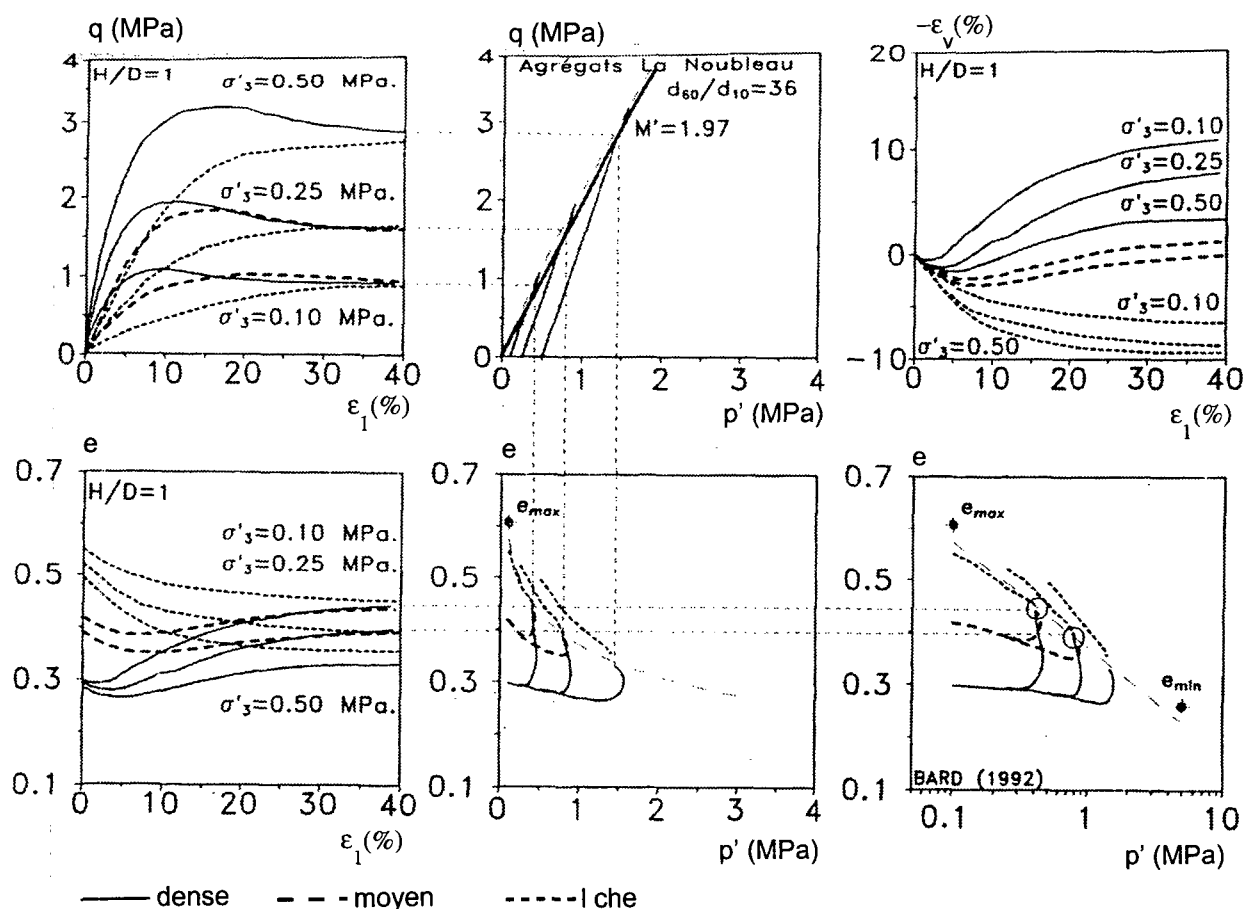


Fig. 3.1: Essais triaxiaux drainés sur une grav. Tiré de (Bard 1993).

Dans ce travail, on entend par «essai cyclique» des essais où les contraintes (souvent le déviateur) ou des déformations (souvent la déformation axiale) varient périodiquement entre deux valeurs extrêmes qui ne sont généralement pas des valeurs de rupture. La forme de cette variation peut être sinusoïdale, triangulaire, rectangulaire. On ne traite pas les essais dynamiques, dans lesquels les forces d'inertie ne sont pas négligeables.

La sollicitation cyclique peut être alternée ou non selon que les contraintes ou les déformations imposées changent de signe ou non. Les relations contraintes-déformations tirées d'essais cycli-

ques subissent les mêmes influences que celles d'une sollicitation monotone à la rupture (dépendance de la pression moyenne, de la compacité et de la granulométrie) et vont en plus dépendre de l'amplitude de la sollicitation, de sa position dans le plan p' - q et du nombre de cycles imposés.

(Luong 1980) montre, par exemple pour les essais triaxiaux cycliques sans alternance, que selon le lieu de la sollicitation dans le plan p' - q , la déformabilité de l'échantillon peut être soit contractante, soit dilatante (cf Figure 3.2). La frontière entre les deux étant la «ligne caractéristique»; si la valeur moyenne du déviateur cyclique se trouve au-delà de cette ligne, alors il y a dilatance de l'échantillon qui peut aller jusqu'à la rupture alors qu'au contraire, si cette valeur est en-deçà de cette ligne, il y a contractance et densification progressive.

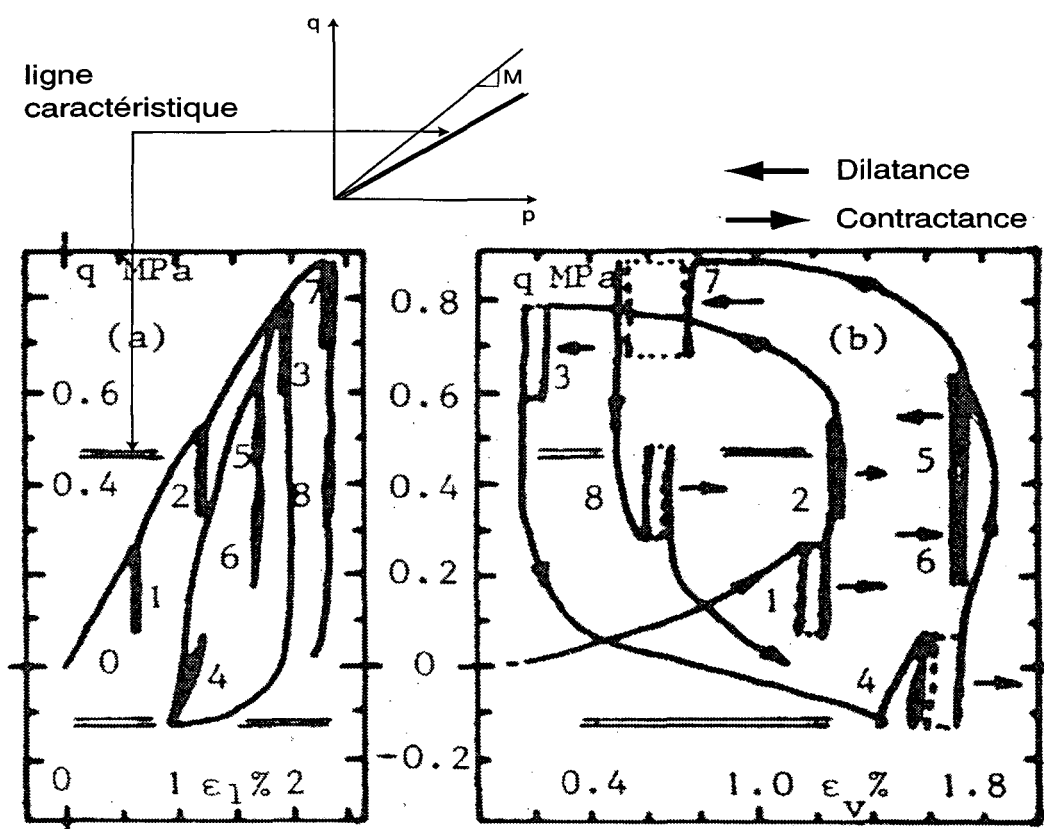


Fig. 3.2: Influence du déviateur moyen et de la contrainte moyenne sur la déformabilité du matériau.
Tiré de (Luong 1980).

(Mohkam 1983, Vilela 1979) ont réalisé des essais triaxiaux, alternés ou non, pilotés en contrainte et en déformation et montrent que pour des essais non alternés sur sable dense, les cycles accumu-

lent les déformations contractantes, mais que si on poursuit l'essai, le déviateur et la déformation volumique ont tendance à revenir proche de celui de référence. Ceci est représenté à la Figure 3.3

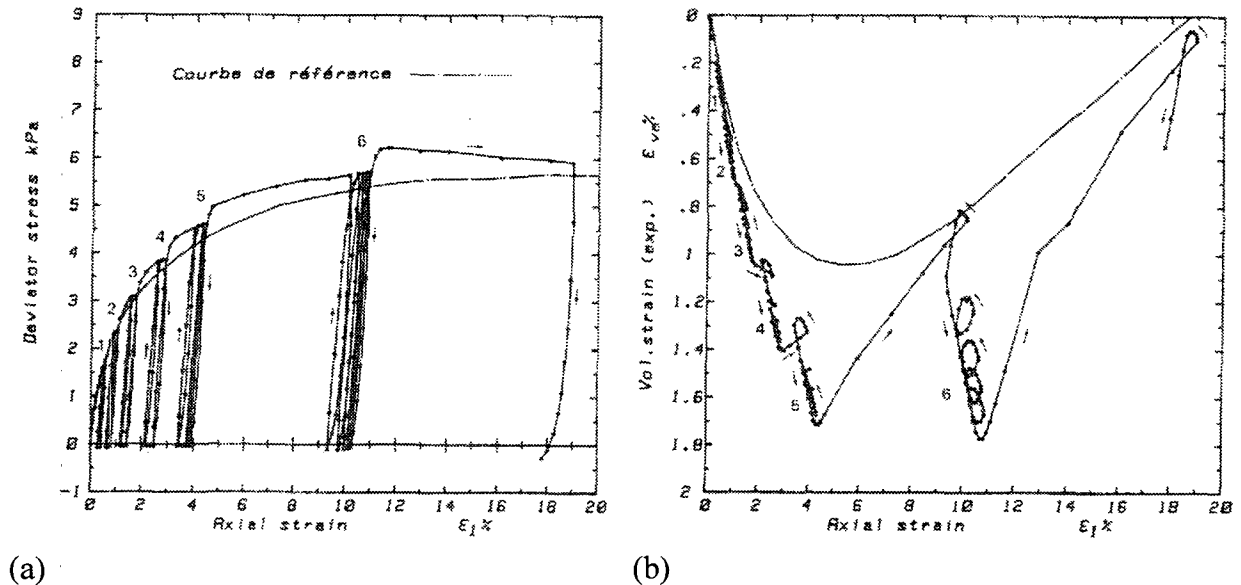


Fig. 3.3: Essais cycliques à déviateurs contrôlés sans inversion (Mohkam 1983) $\sigma_c = 200$ kPa, $Dr = 40$ %. Comparaison avec l'essai monotone aux mêmes conditions initiales (a) déviateur - déformation axiale (b) déformation volumique - déformation axiale.

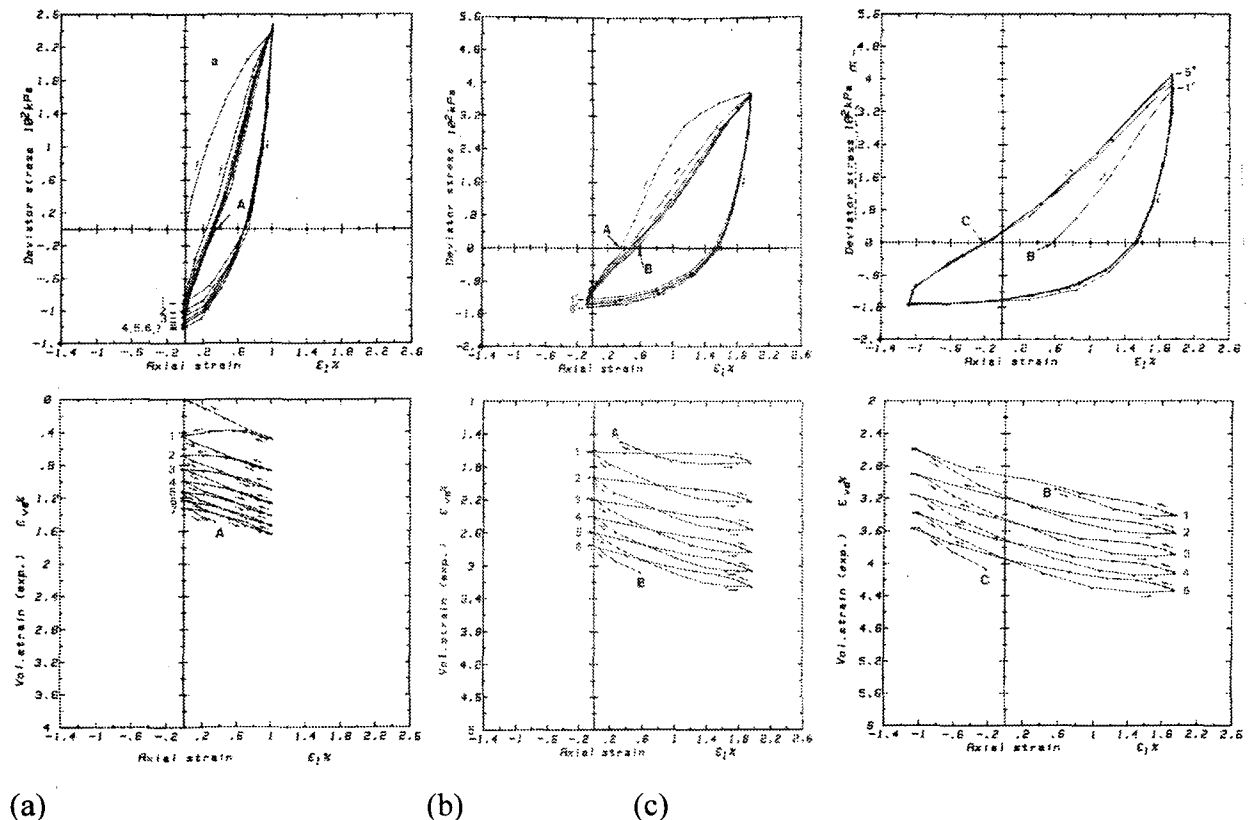


Fig. 3.4: Essais cycliques à déformations imposées, par (Mohkam 1983). (a) entre 0 et 1%. (b) entre 0% et 2% (c) entre -1% et 2%. $\sigma_c = 200$ kPa, $Dr = 25$ %

Les mêmes effets se rencontrent également lors des essais à déformations imposées (voir Figure 3.4).

Sur la base de ces essais, il existe des paramètres par lesquels on caractérise complètement un matériau granulaire. On les classe généralement en trois parties :

- les paramètres de rupture : essentiellement la pente M dans le plan $p'-q$ (Figure 3.1). Ce paramètre est directement lié à l'angle de frottement interne du matériau;
- les paramètres de déformabilité élastique : Il s'agit en général des couples $E-v$ ou $K-G$. Les plans à utiliser pour ces déterminations sont respectivement $q-\varepsilon_1$, $\varepsilon_v-\varepsilon_1$, $p-\varepsilon_v$, $q-\varepsilon_s$ (Vulliet 2000);
- les paramètres de déformabilité plastique : le choix de ces paramètres vont dépendre de la loi constitutive utilisée. Leur nombre peut varier de 3 à plus d'une dizaine suivant les lois (voir section 3.3.3.).

On s'attache maintenant à décrire les comportement élastique et plastique des matériaux granulaires.

3.2.1.1 Comportement élastique

Les paramètres du comportement élastique se déterminent sur une courbe de décharge-recharge, mais il est également possible de les estimer sur la partie initiale des courbes contraintes-déformations. La Figure 3.5 présente les manières de mesurer les paramètres élastiques sécants pour des essais monotones ou cycliques.

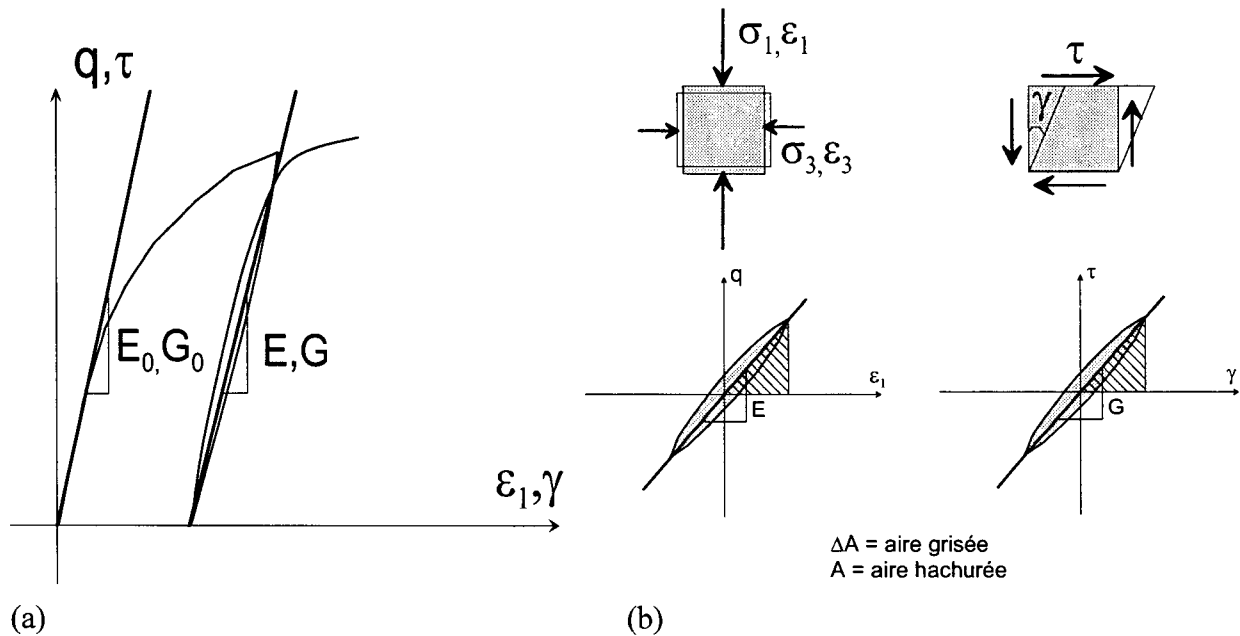


Fig. 3.5: Définitions des modules élastiques et de cisaillement (a) sur un essai monotone ou avec une décharge. (b) sur un cycle.

Le comportement élastique est non-linéaire et dépend fortement de la pression moyenne ainsi que de la compacité du matériau. Les essais montrent que le module élastique peut être exprimé par:

$$E = f(e) \cdot p'^n \quad (\text{Eq 3.1})$$

et que n vaut environ 0.5. La Figure 3.6 montre cette évolution du module, qui est également valable pour les matériaux fins

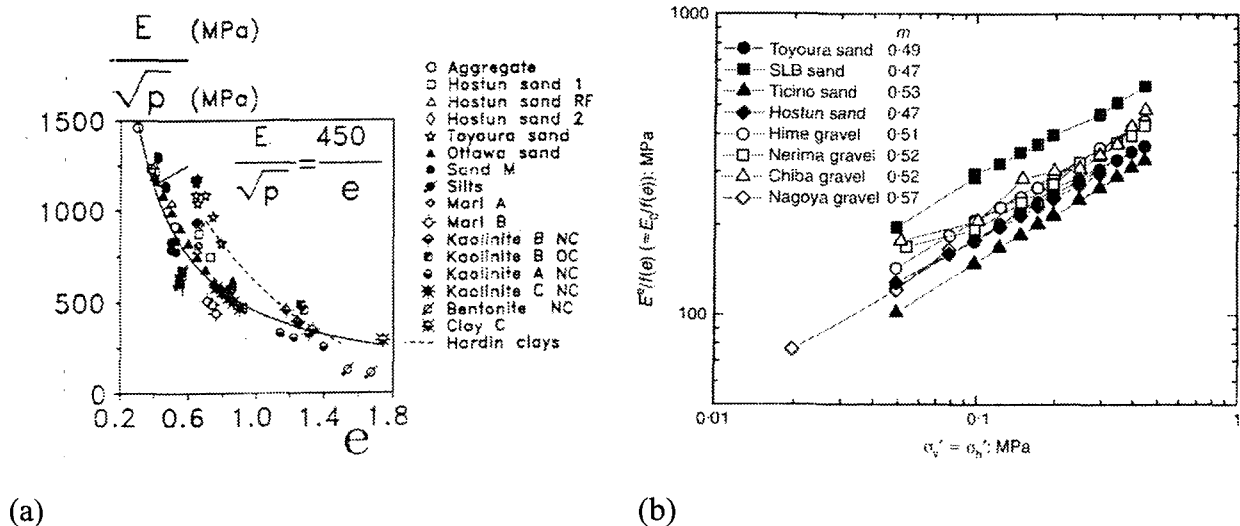


Fig. 3.6: Evolution du module d'élasticité avec la pression moyenne et l'indice de vide. (a) selon (Biarez et Hicher 1994). (b) selon (Kohata et al. 1997) pour des essais isotropes.

Lors des essais cycliques, on s'intéresse à deux valeurs : les modules élastiques et l'amortissement qui est une mesure de l'hystérèse d'un cycle. Celui-ci se définit par (voir Figure 3.5b) :

$$D = \frac{\Delta A}{4\pi A} \quad (\text{Eq 3.2})$$

En ce qui concerne le caractère élastique, certains auteurs, dont (Rivera 1988), montrent que les paramètres, essentiellement les différents modules (E, K, G) et l'amortissement D , ne varient pas significativement entre les approches dynamiques et pseudo-statiques. Les divers travaux de, par exemple, (Park et Silver 1975, Silver et Seed 1971, Kokusho 1980, Huot 1999) montrent que les modules élastiques sécants d'un sol augmente avec :

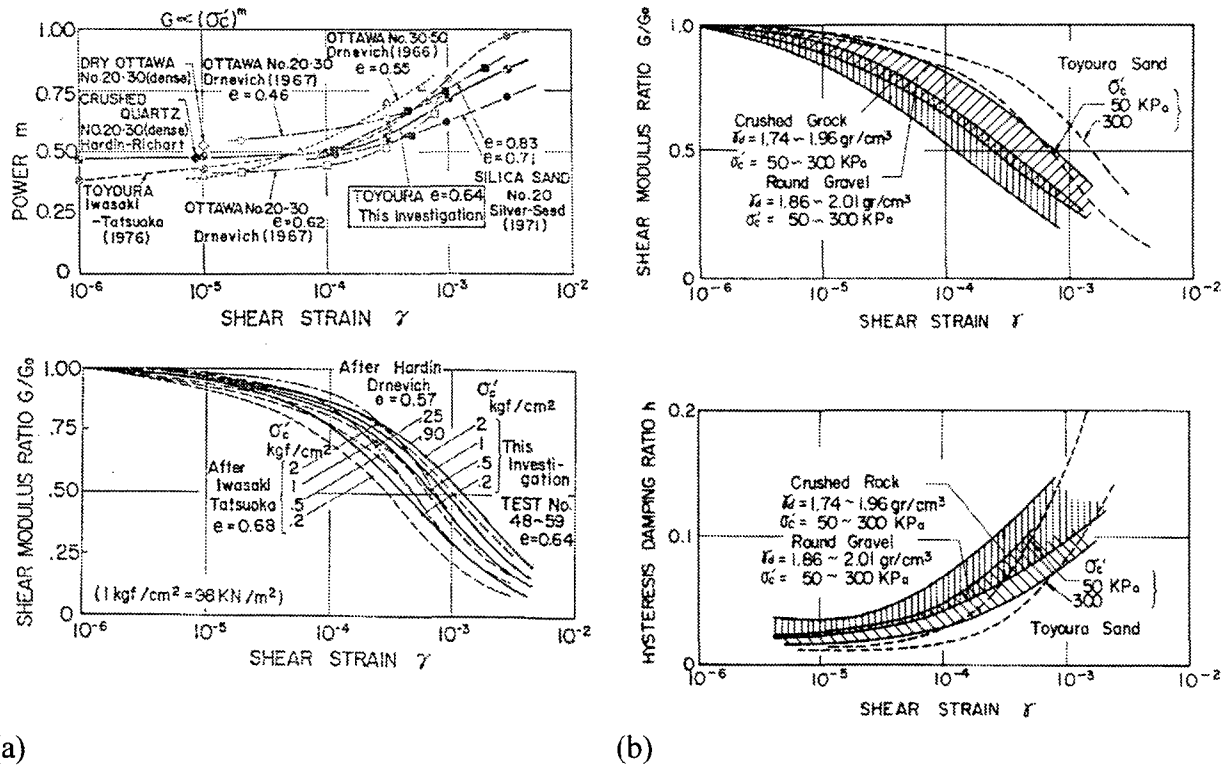
- la diminution de l'amplitude de la déformation (de la distortion dans le cas d'un essai de cisaillement ou de la déformation axiale dans celui d'un essai de compression triaxiale).
- l'augmentation de la compacité du milieu exprimée par exemple par la densité relative ou l'indice de vide.
- l'augmentation de la contrainte de consolidation.
- l'augmentation du nombre de cycles (rigidification de l'échantillon) ce qui correspond à la diminution des vides.

Ces mêmes travaux montrent également que le coefficient d'amortissement D augmente avec :

- l'augmentation de l'amplitude de la déformation.
- la diminution de la contrainte de consolidation.
- le nombre de cycles.

Une manière de représenter la dépendance des modules élastiques de ses divers arguments est d'utiliser des courbes de réduction (voir Figure 3.7). Elles présentent les valeurs des modules

sécants en fonction de la déformation à laquelle ils sont mesurés et par exemple de la contrainte de consolidation ou de l'indice des vides.



(a) (b)
Fig. 3.7: Evolution des modules de cisaillement et des coefficients d'amortissement (a) comparaison de plusieurs sables (b) comparaison sable-gravier. Tiré de (Kokusho et Ebashi 1981)

On retrouve les mêmes caractéristiques dans le cas de matériaux dont la granulométrie se rapproche de celle des graves routières. La Figure 3.7(b) montre les mesures de modules de cisaillement et d'amortissement effectuées au triaxial cyclique sur de la roche concassée (granulométrie 0.1-50 mm).

3.2.1.2 Comportement plastique

Le caractère non-linéaire des matériaux granulaires ne s'arrête pas seulement à leurs paramètres élastiques et d'amortissement. Pour le comportement monotone, des déformations plastiques (augmentation irréversible de compacité de l'échantillon) apparaissent très rapidement, et sont fonction de la compacité initiale de l'échantillon, de la contrainte de consolidation et de la direction de la sollicitation.

Dans le cas cyclique, la déformabilité va dépendre de ces mêmes paramètres mais également de la valeur moyenne de la sollicitation cyclique, de son amplitude et de sa pente ainsi que de l'éventuelle alternance de celle-ci. (Silver et Seed 1971) par exemple montrent que les variations de volume d'un sable soumis à des cisaillements cycliques augmentent avec l'augmentation de

l'amplitude de cisaillement et du nombre de cycles et avec la diminution de la contrainte moyenne et de la densité relative.

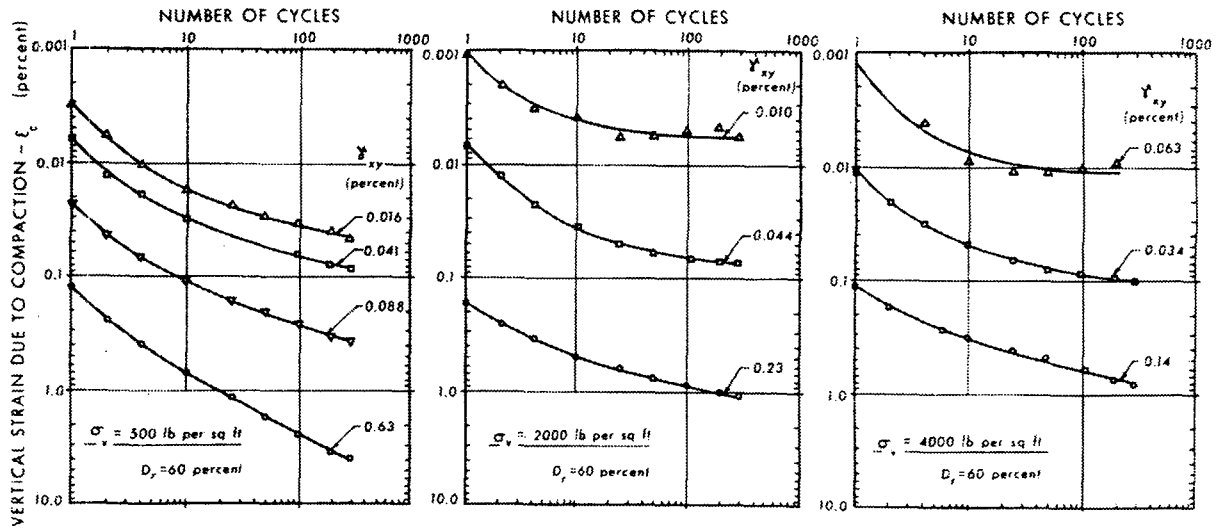


Fig. 3.8: Relation entre la déformation volumique d'un sable soumis à des cisaillements cycliques et la pression moyenne, l'amplitude de cisaillement et le nombre de cycle. Tiré de (Park et M.L.Silver 1975).

D'autres auteurs (Chang et Whitmann 1988, Lo et Chen 1999, Barksdale 1972) ont mis en évidence l'évolution de l'accumulation des déformations permanentes avec des paramètres tels que la pression moyenne, l'amplitude du déviateur cyclique ou la pente de la sollicitation. (Chang et Whitmann 1988) en particulier remarque que la direction des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles dépend essentiellement de considérations énergétiques. Il part du calcul de l'incrément d'énergie dissipée ou de travail plastique à l'état critique et montre comment on peut estimer ces directions sur la base des caractéristiques de rupture (paramètre M) et de sollicitations (pente η_0 , voir Figure 3.10).

Dans les conditions axisymétriques qui nous intéressent, l'incrément de travail plastique s'exprime dans les directions principales par:

$$dW_p = \int \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^p = \sigma_{11} d\epsilon_{11}^p + 2\sigma_{33} d\epsilon_{33}^p = p' d\epsilon_v^p + q d\epsilon_q^p \quad (\text{Eq 3.3})$$

avec:

$$d\epsilon_v^p = I_1 = d\epsilon_{11}^p + 2d\epsilon_{33}^p \quad (\text{Eq 3.4})$$

$$d\epsilon_q^p = \frac{1}{2} e^2 = \frac{2}{3} d\epsilon_{11}^p - d\epsilon_{33}^p$$

$$p' = \frac{J_1}{3} = \frac{1}{3} (\sigma_{11} + 2\sigma_{33}) \quad (\text{Eq 3.5})$$

$$q = \sqrt{3J_{2D}} = \sigma_{11} - \sigma_{33}$$

Il existe deux hypothèses classiques pour la définition du travail plastique en relation avec les déformations plastiques à l'état critique. Soit celui-ci ne dépend que des déformations de cisaille-

ment plastiques (Roscoe et Burland 1968) soit également des déformations volumiques plastiques (Roscoe et al. 1958). Ces hypothèses se traduisent par les équations suivantes :

$$dW^p = p d\varepsilon_v^p + q d\varepsilon_q^p = M p d\varepsilon_q^p \quad (\text{Eq 3.6})$$

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_q^p} = M - \eta$$

ou alors

$$dW^p = p d\varepsilon_v^p + q d\varepsilon_q^p = \sqrt{(p d\varepsilon_v^p)^2 + (M p d\varepsilon_q^p)^2} \quad (\text{Eq 3.7})$$

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_q^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta}$$

L'auteur montre que ces relations, développées dans les cas monotones sont également valables pour des sollicitations cycliques. Dans ce cas la pente η est calculée au centre du chemin de sollicitation cyclique et sera nommée «pente moyenne» dorénavant (voir Figure 3.10). Il montre que quelque soit le cycle considéré, le rapport entre l'incrément de déformation volumique et l'incrément de déformation déviatoire obéit à l'équation A-3.7, cette relation permettant de mieux tenir compte des faibles pentes de sollicitation que l'équation A-3.6. La Figure 3.9 illustre ce propos.

Il est à noter que cette relation permet de distinguer entre des rapports de contraintes contractants (si $\eta < M$) ou dilatants (lorsque $\eta > M$). On retrouve donc ici la notion de droite caractéristique de Luong (Luong 1980). (Chang et Whitmann 1988) montre encore que la direction de l'incrément de déformation plastique est normal à une surface convexe (de type ellipse).

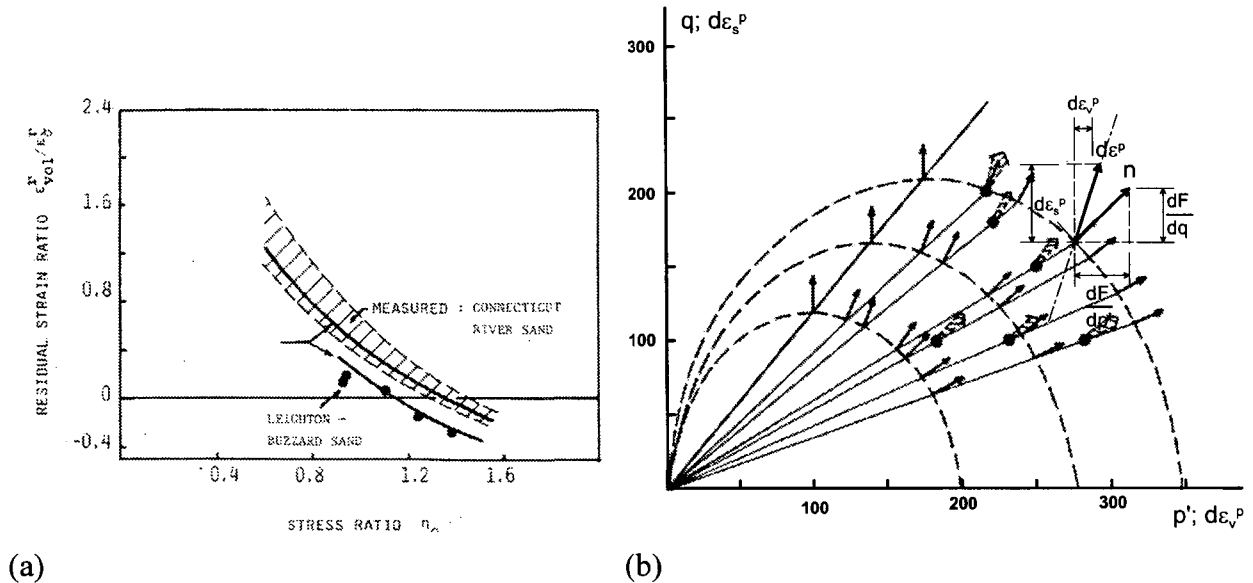


Fig. 3.9: (a) Relation entre le rapport des invariants de déformation plastiques et la pente moyenne de l'essai. (b) Orientation des incréments de déformations plastiques cycliques. selon (Chang et Whitmann 1988)

Ces essais montrent quels paramètres peuvent influencer la grandeur de la déformation plastique. Ce sont : la pression moyenne p_0 , le déviateur cyclique Δq , la pente moyenne η_0 et la pente de

sollicitation η . Le tableau de la Figure 3.10 montre qualitativement comment évolueraient les déformations permanentes si tous les essais de ce type étaient réalisés.

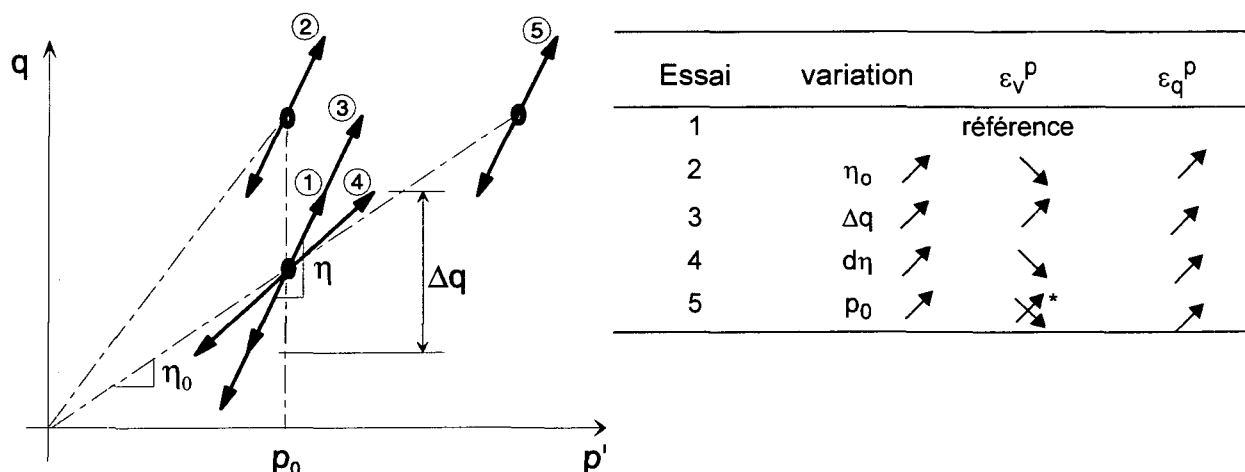


Fig. 3.10: Evolution des déformations plastiques avec les différents paramètres explicatifs. * Dépend de la valeur de η_0 par rapport à la droite caractéristique. Voir (Luong 1980).

3.2.1.3 Essais triaxiaux cycliques dans le domaine routier

Avant de passer aux divers facteurs qui influencent le comportement des milieux granulaires soumis à des sollicitations cycliques, cette section présente plus spécifiquement les essais triaxiaux réalisés par les constructeurs routiers. Ces essais de plusieurs centaines à plusieurs millions de cycles visent à mesurer les modules résilients des graves de fondations routières et d'en estimer la déflexion permanente (Brown 1996, Pappin 1979, Gomes-Correia 1985, Horny et al. 1993).

Dans la normalisation routière, ce type d'essai est réalisé sur des échantillons représentatifs de graves selon des chemins de contraintes proportionnels. Ceci est repris plus en détail à la section 4.3.6. Afin de parcourir le plan $p'-q$ selon plusieurs pentes, les essais cycliques doivent se faire à contraintes latérales variables.

La procédure de réalisation des essais triaxiaux cycliques est actuellement normalisée au niveau européen. Cette normalisation s'est faite dans le cadre des travaux du COST 337 (COST-337 2001).

Comportement élastique ou résilient

Le terme résilient est synonyme d'élastique. Pour la caractérisation du comportement élastique, l'éprouvette est conditionnée sur 20'000 cycles du chemin E4 (voir Figure 3.11a), afin de s'affranchir de trop grandes déformations plastiques, puis 100 cycles de chaque chemin de la Figure 3.11a lui sont appliqués. Ceux-ci font varier la pression moyenne, la pente de la sollicita-

tion et l'amplitude du déviateur. La Figure 3.12 présente les résultats obtenus sur une grave composée de granite concassé 0-10 [mm] (Hornych et Gerard 1999) suivant les chemins précités.

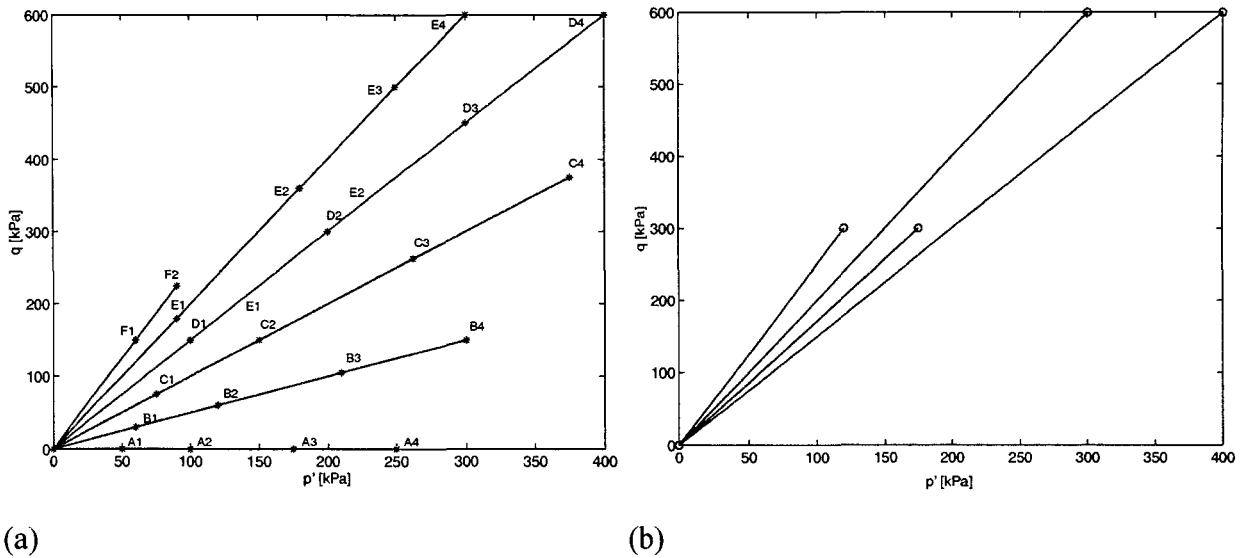


Fig. 3.11: (a) Différents chemins de contraintes suivis pour la détermination des déformations résilientes (b) Différents chemins suivis pour la détermination des déformations permanentes.

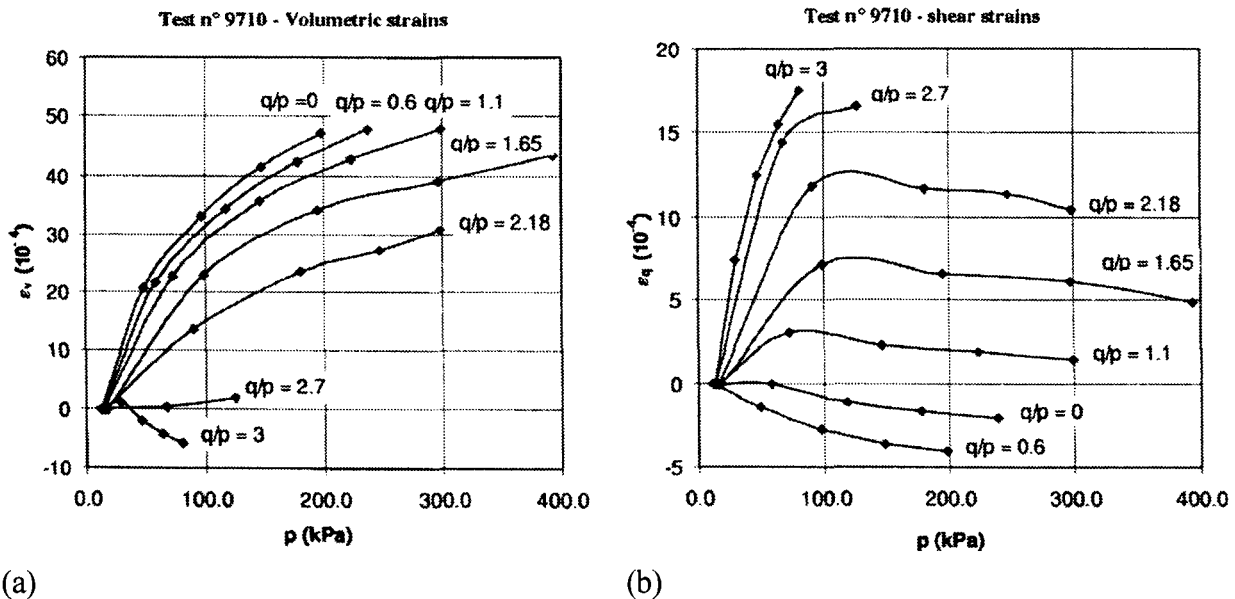


Fig. 3.12: Résultats d'une détermination des déformations résilientes. Tiré de (Hornych et Gerard 1999). (a) déformations volumiques résilientes, (b) déformations déviatoires résilientes.

Les résultats de ce type d'essais servent à caler des lois d'élasticité non-linéaire (voir section 3.3.1) que les routiers utilisent dans leurs modèles aux éléments finis (Jong et al. 1973, d'Almeida 1991).

Comportement plastique ou permanent

L'estimation des déformations permanentes est également normalisée (CEN-TC-227 1998). Les chemins utilisés sont donnés Figure 3.11(b). L'essai consiste à imposer 80'000 cycles en contrain-

tes et à mesurer les déformations axiales et radiales en fin de cycles. La Figure 3.13 montre le résultat d'un tel test.

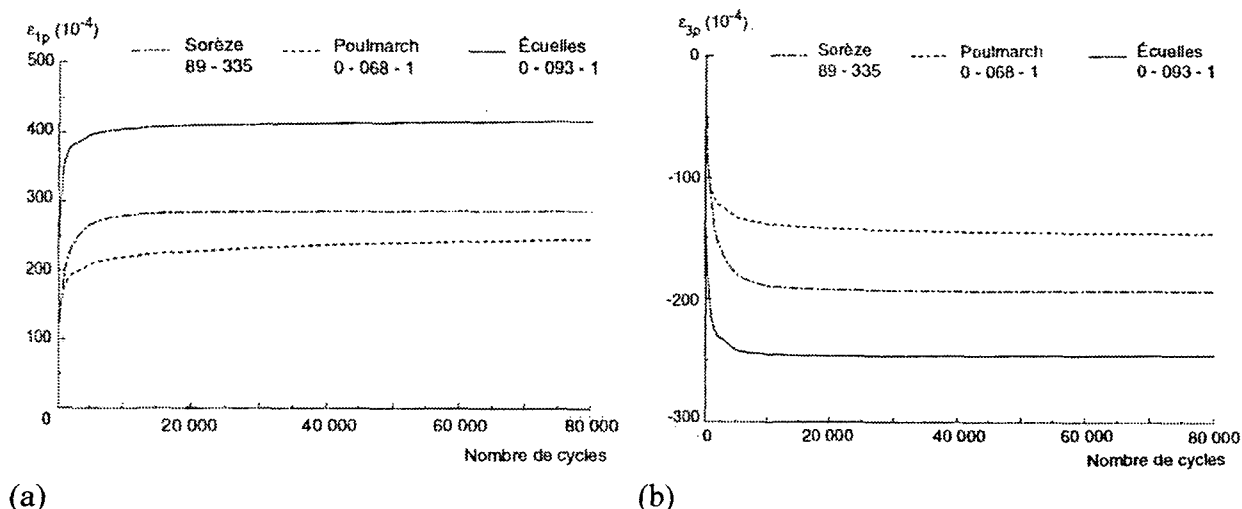


Fig. 3.13: Comportement permanent de deux graves routières au triaxial cyclique. Tiré de (Hornych et al. 1993).

3.2.2 Effet de l'anisotropie initiale et induite

Un matériau granulaire n'est pas composé de sphères d'égal rayon, mais de particules de tailles et de formes différentes plus proches généralement de l'ellipsoïde. Leur mode de mise en place in situ (p.ex, sédimentation lacustre) ou en laboratoire (p. ex, pluviation) ne permettra jamais d'obtenir un milieu isotrope.

Une grave routière est dans le même cas. Elle est composée de grains de formes complexes (surtout si cette grave est concassée) et de tailles allant du dixième de millimètre à plusieurs dizaines de millimètres. Sa mise en place peut créer une orientation préférentielle des granulats. L'arrangement géométrique du milieu granulaire ne peut plus être caractérisé par le seul indice des vides e qui est un scalaire et décrit un milieu isotrope mais il doit également s'exprimer en fonction de la direction. On parle alors d'un milieu anisotrope et on introduit un tenseur qui puisse décrire cet arrangement en fonction de la direction : le tenseur de fabrique (Bathurst et Rothenburg 1990).

Il existe plusieurs façons de définir le tenseur de fabrique, mais il s'agit toujours d'une distribution statistique d'une grandeur sur un volume et selon une direction. Parmi les tenseurs de fabrique les plus courants, citons ceux des normales aux points de contact, F , des segments reliant les

centroïdes des grains en contact, A , et le tenseur combiné H , qui s'écrivent, selon (Cambou 1998) :

$$\begin{aligned} F_{ij} &= N_0 \int_{\Omega} E(n) n_i n_j d\Omega \\ A_{ij} &= N_0 \int_{\Omega} E(m) m_i m_j d\Omega \\ H_{ij} &= N_0 \int_{\Omega} E(n) m_i n_j d\Omega \end{aligned} \quad (\text{Eq 3.8})$$

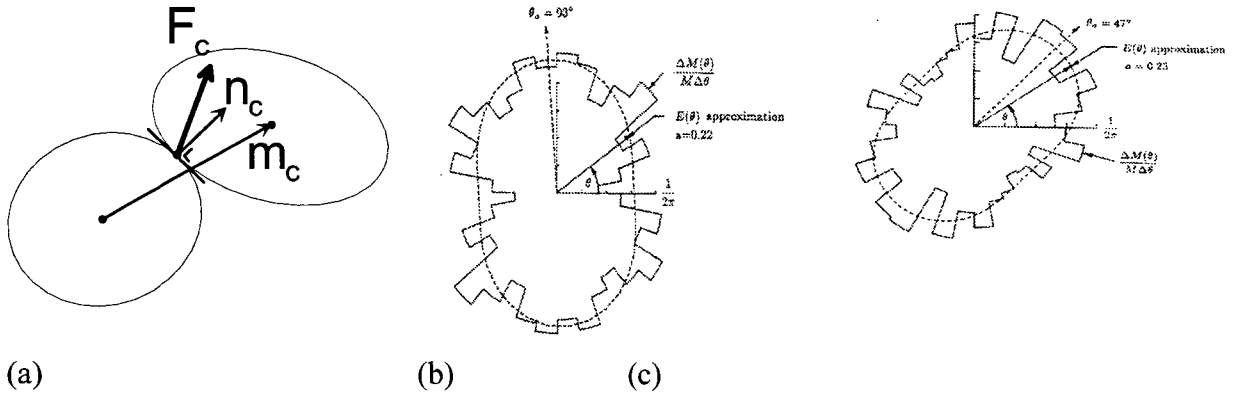


Fig. 3.14: (a) Définition de quelques grandeurs micromécaniques. (b) Distribution des normales au contact au pic de contraintes d'un essai biaxial, (c) d'un essai de cisaillement pur. (b) et (c) tirés de (Bathurst et Rothenburg 1990)

Avec Ω l'angle solide égal à 4π dans le cas tridimensionnel. N_0 est le nombre de contact par unité de volume et E est une fonction de densité traduisant la distribution spatiale des n et m , avec :

$$\int_{\Omega} E(n) d\Omega = 1 \quad (\text{Eq 3.9})$$

La sollicitation que subit le milieu va ensuite modifier l'arrangement des granulats, donc l'anisotropie initiale; on parle alors d'anisotropie induite. Les tenseurs d'anisotropie évoluent au cours du chargement qui voit se créer et disparaître certains contacts et tourner certaines particules. La Figure 3.14(a) définit les grandeurs géométriques qui entrent dans le calcul des tenseurs de fabrication de l'équation A-3.8. Etudier l'effet de l'anisotropie induite revient à savoir comment évolue l'anisotropie initiale en fonction de la sollicitation. Plusieurs auteurs dont (Biarez 1962, Rothenburg et Bathurst 1989), montrent comment le tenseur d'anisotropie évolue avec la sollicitation. Ceci ne se fait actuellement qu'à l'aide de simulations numériques ou d'essais sur des matériaux de remplacement pour lesquels on mesure les directions des normales ou des axes des particules. Les Figure 3.14b et c montrent la distribution des normales de contact entre grains dans deux cas de sollicitations différentes, mettant en évidence l'anisotropie induite. L'évolution

de l'anisotropie au cours d'un essai en laboratoire sur un matériau granulaire réel n'est à ma connaissance pas mesurable.

Plusieurs auteurs (Symes et al. 1988, K. Miura et al. 1986, Oda et al. 1985, Wong et Arthur 1985) montrent l'effet de l'anisotropie initiale due au mode de déposition sur la résistance et la génération de déformations volumiques.

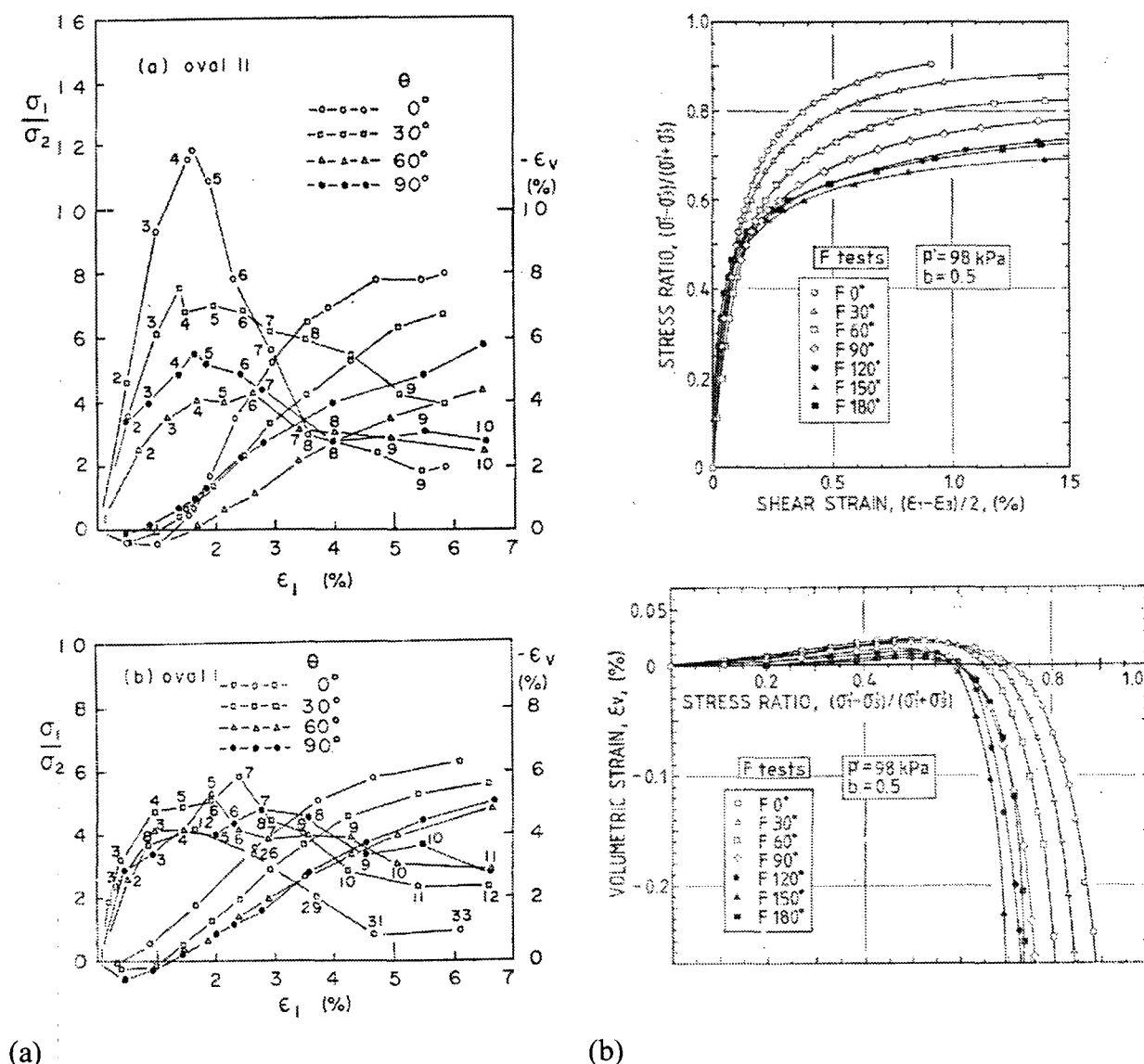


Fig. 3.15: Effet de l'anisotropie initiale sur la résistance et la déformabilité des échantillons. (a) Essais de (Oda et al. 1985) (b) Essais de (K. Miura et al. 1986).

Par exemple, (Oda et al. 1985) font des essais biaxiaux sur des assemblages de rouleaux ovales (Figure 3.15a). Il observe que lorsque les axes de sollicitations sont coaxiaux à ceux de l'anisotropie du matériau ($\theta=0^\circ$, θ est l'angle d'inclinaison des grands axes des ellipsoïdes par rapport à l'horizontale) avec la plus grande contrainte agissant verticalement, on obtient les plus grandes contraintes et les plus faibles déplacements.

(K. Miura et al. 1986) font des essais au cylindre creux sur des échantillons de sable denses et anisotropes, avec une direction des contraintes principales constante lors d'un essai (Figure 3.15b). Cette direction est représentée par la direction de la contrainte majeure par rapport à la verticale.

Ils montrent que la résistance du sable exprimée par le rapport des contraintes q/p en fonction de la déformation déviatoire diminue lorsque la direction des contraintes principales s'éloigne de celles d'anisotropie.

(Kohata et al. 1997) montre l'effet de l'anisotropie initiale et induite sur le rapport des modules élastiques verticaux et horizontaux. Sur la Figure 3.16, on constate que ce rapport peut être plus grand que 2 pour les graviers, même sous des sollicitations isotropes et qu'il a tendance à augmenter encore lors d'essais déviatoires.

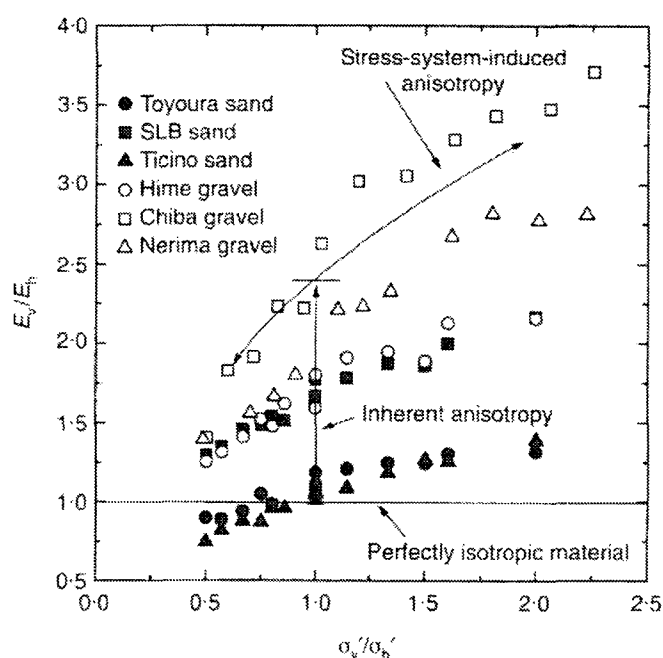


Fig. 3.16: (a) Effet de l'anisotropie induite sur le comportement élastique des sables et graviers. (Kohata et al. 1997)

Dans le cas cyclique, l'anisotropie initiale due à la déposition des matériaux se traduit par une réponse en déformation différente selon le degré d'anisotropie. (Chen 1997) montre que deux matériaux de granulométries semblables peuvent donner, sous sollicitations isotropes, des déformations différentes dans deux directions orthogonales. Il définit un facteur d'anisotropie AI qui

est le rapport entre la déformation radiale et axiale de l'échantillon. La Figure 3.17 résume les

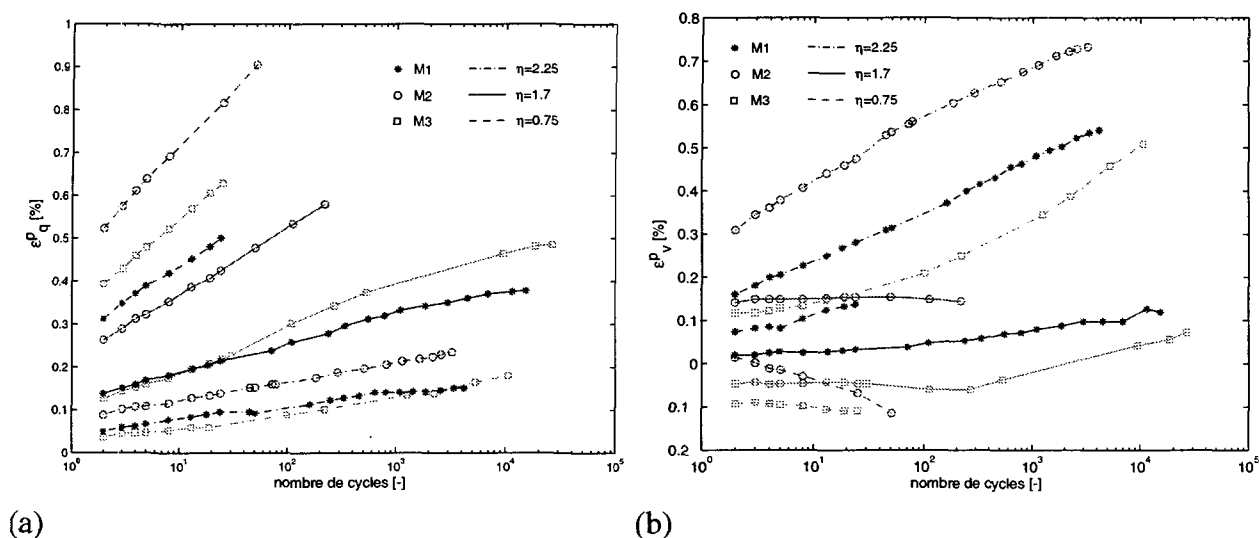


Fig. 3.17: Effet de l'anisotropie initiale du matériau sur sa réponse en déformation déviatoire. Essais avec variation de la pente de sollicitation (tiré de Chen). (a) Déformations déviatoires plastiques (b) Déformations volumiques plastiques.

résultats des essais sur 3 matériaux avec variation de la pente de sollicitation mais avec une pression moyenne initiale constante (50 kPa) et une amplitude de déviateur également constante ($\Delta q = 240$ kPa). Ces trois matériaux présentent respectivement un AI de 1.8 (M1), 1.4 (M2) et 2.0 (M3) et ainsi une plus grande déformation radiale qu'axiale lors d'essais isotropes. Sur ces essais, on constate que l'augmentation de AI conduit à une diminution de la déformation volumique ainsi que de la déformation déviatoire plastique (diminution de la déformation axiale et radiale). D'autres essais faisant varier l'amplitude du déviateur mais gardant constant la pression moyenne initiale et la pente de la sollicitation montrent la même tendance à diminuer la déformation déviatoire mais à augmenter la déformation volumique plastique (diminution de la déformation axiale mais augmentation de la déformation radiale). Ainsi, on peut conclure que l'effet de l'anisotropie initiale sur les déformations plastiques va se faire sentir différemment selon les chemins suivis mais que son influence est nette : dans le cas des essais présentés, la variation des déformations en fonction de AI peut atteindre jusqu'à 40 %. Cependant, la plus grande partie de cet effet se passe lors du premier cycle de sollicitation.

3.2.3 Effets de la rotation des contraintes principales

Les simulations effectuées (voir chapitre 2) ont montré qu'un élément de fondation routière soumis au passage d'un essieu subit non seulement une augmentation de l'amplitude des contraintes mais également une rotation de ces dernières.

(K. Miura et al. 1986) ainsi que (Symes et al. 1988) montrent l'effet de la rotation des contraintes principales sur un sable dense dont les grains présentent des caractéristiques allongées et subar rondies. Les essais sont réalisés au cylindre creux et les rotations se font à b constant (b est le rapport des contraintes intermédiaires). Sur la Figure 3.18 sont représentés les essais à inclinaison des contraintes principales constante. On constate qu'à déviateur constant, les déformations

déviatoires et volumiques augmentent lorsque l'orientation de la contrainte principale maximale s'éloigne de la verticale (cette orientation est mesurée par l'angle α).

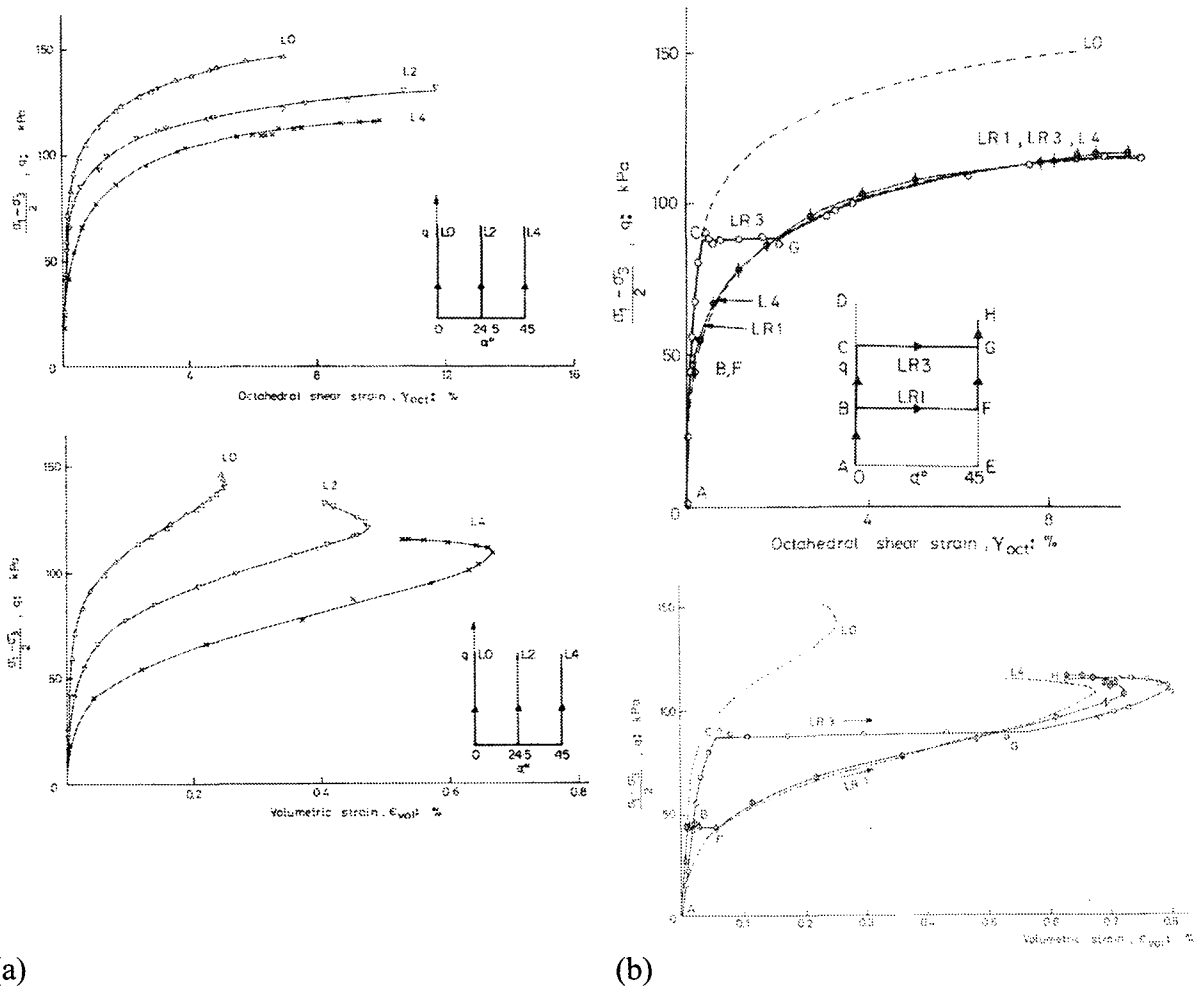


Fig. 3.18: Effet des rotations de contraintes principales sur la déformabilité d'un matériau granulaire. α est l'inclinaison de la contrainte principale majeure par rapport à la verticale. Tiré de (Symes et al. 1988). (a) déformation déviatoire (b) déformation volumique.

L'effet des rotations des contraintes principales dans le cas de sollicitations cycliques a été étudié par (Wong et Arthur 1986) ainsi que (Joer et al. 1998). Wong montre que la rotation continue des contraintes, avec un angle de frottement mobilisé (ϕ_m) constant mais une variation de pression moyenne (il ne découple pas les deux effets), induit un comportement dilatatant sur les sables denses. Ce comportement est cependant moins dilatatant que dans le cas où les directions des contrain-

tes restent constantes. Pour un sable lâche par contre il obtient une densification plus forte au fil des cycles en fonction de l'amplitude de la rotation.)

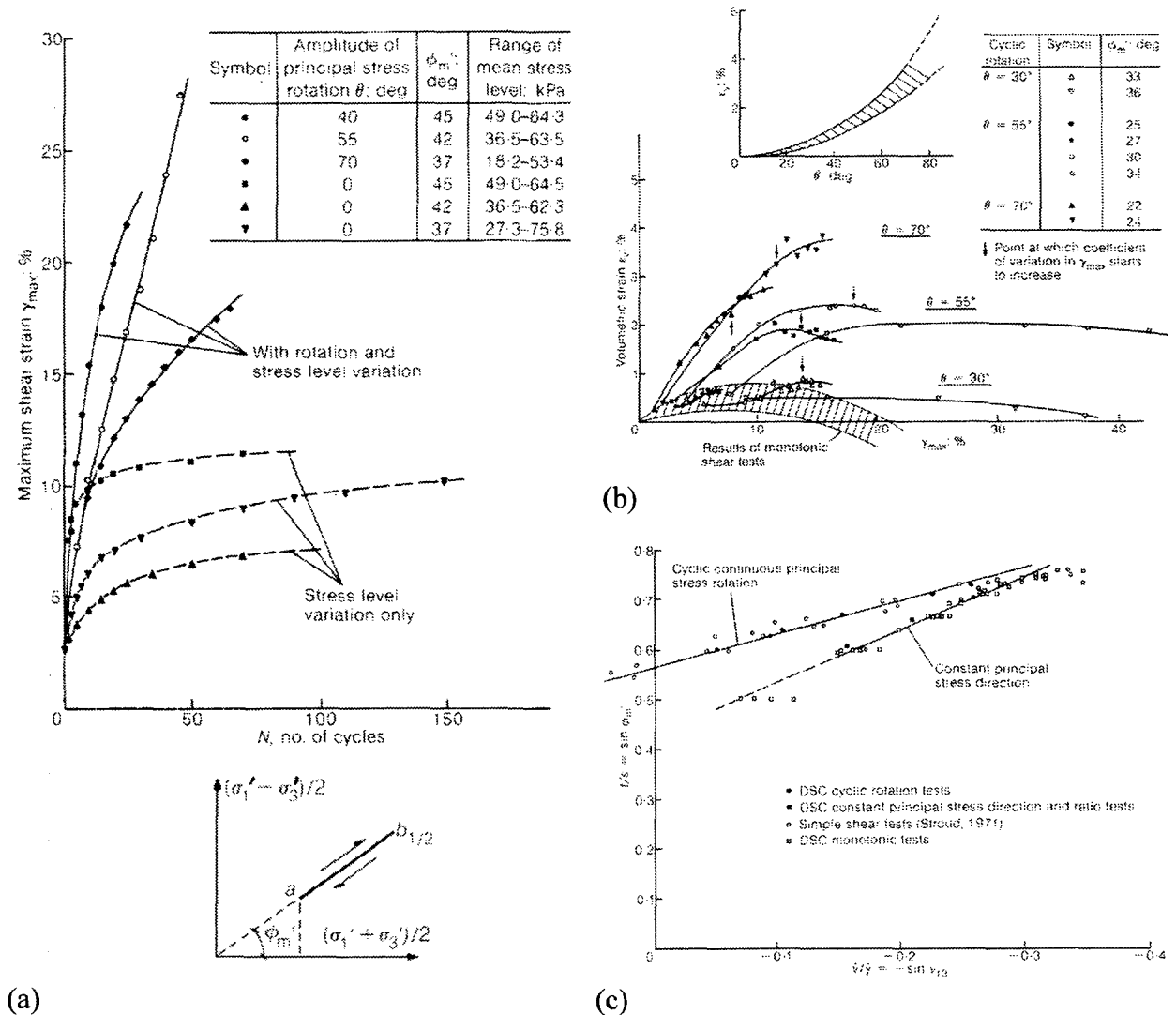


Fig. 3.19: Influence des rotations cycliques des contraintes principales sur la déformabilité d'un milieu granulaire. Tiré de (Wong et Arthur 1986). (a) sur un sable dense (b) sur un sable lâche (c) dilatance dans un sable

(Joer et al. 1998) font, à l'aide d'un appareil de cisaillement simple plan, tourner les contraintes principales sans modifier leurs amplitudes et montrent que cela suffit à générer des déformations

plastiques (Figure 3.20) .

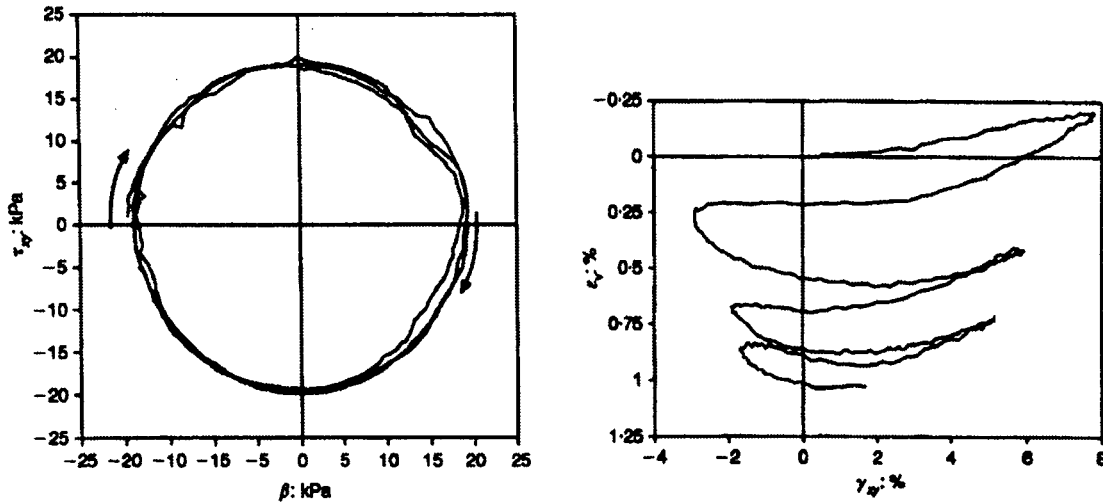


Fig. 3.20: Influence de la rotation des contraintes principales (toute autre valeur étant égale) sur la déformation d'un sable. Tiré de (Joer et al. 1998). $\beta : (\sigma_x - \sigma_y)/2$.

(Hornych et al. 2000) a estimé ces déformations permanentes lors d'essais en vraie grandeur, durant lesquels il applique une charge soit par un piston (sans rotation des contraintes principales) soit par le passage d'un essieu (avec rotation des contraintes principales). Il constate un plus grand tassement de la couche de fondation de la chaussée pour le passage de l'essieu (courbe DB2, Figure 3.21b) que par l'application de la charge par le piston (courbe DA2, Figure 3.21a). Les différences de rigidités entre le pneu et la plaque de base du piston peuvent expliquer une partie de ce comportement ainsi que les différences de mise en place du matériau, mais il est vraisemblable cela soit dû à la rotation des contraintes.

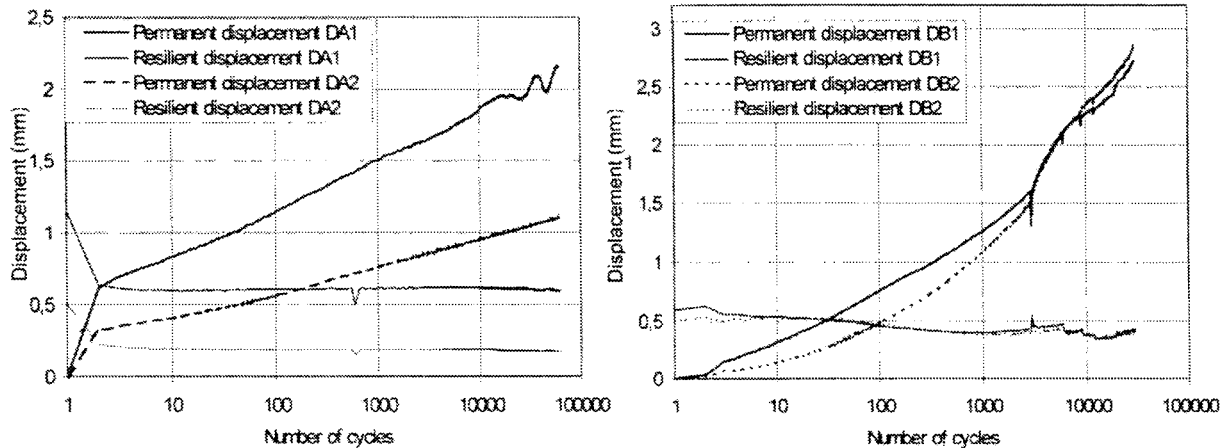


Fig. 3.21: Effet de la rotation des contraintes principales dans un essai en vraie grandeur. Tiré de (Hornych et al. 2000).

(Chan 1990) ainsi que (Thom et Dawson 1993) montrent que la rotation des contraintes principales n'a que peu d'influence sur le comportement résilient des matériaux granulaires. Par contre,

l'effet des ces rotations sur le comportement permanent est beaucoup plus marqué (voir Figure 3.22).

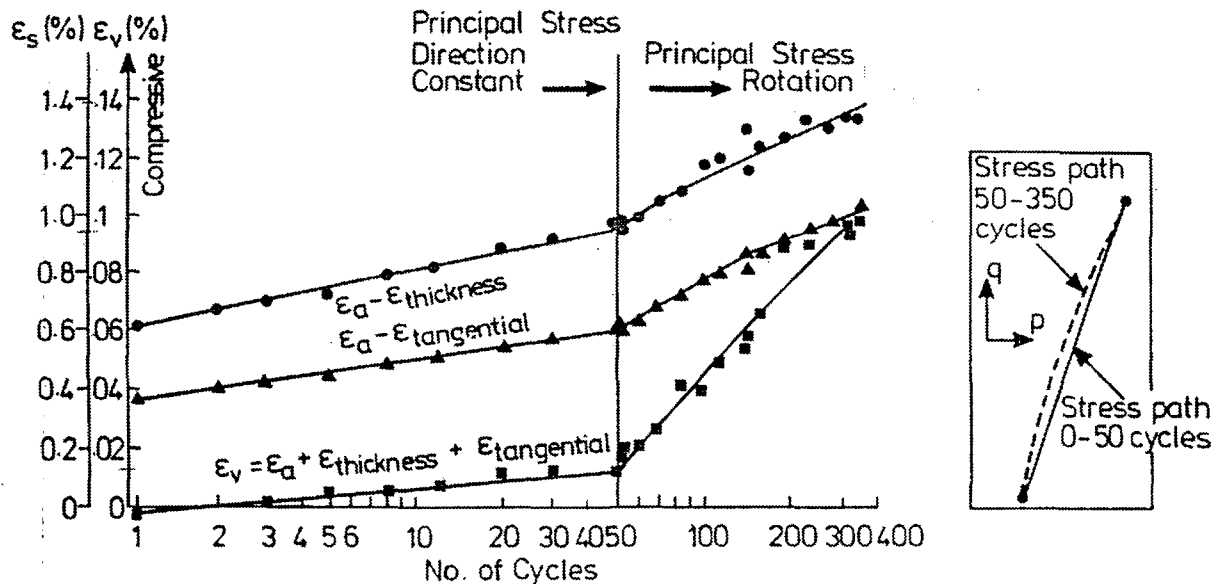


Fig. 3.22: Influence des rotations de contraintes principales sur le comportement permanent d'une grave routière
Tiré de (Thom et Dawson 1993).

3.2.4 Effet de la granulométrie

Il n'y a pas de conclusions définitives sur l'effet de la granulométrie sur la rigidité ou la résistance aux déformations permanentes d'un matériau granulaire (Lekarp et al. 2000). De manière générale, une granulométrie étendue présente une résistance au cisaillement et une meilleure rigidité qu'une granulométrie étroite, pour un même diamètre moyen de grain, ainsi que des déformations plastiques plus faibles. Cependant cet effet peut être annulé si la proportion de fines est trop forte. Enfin, décaler les granulométries vers les plus grandes fractions semble améliorer la rigidité.

3.2.5 Effet de la géométrie des granulats

La géométrie des granulats joue un rôle sur les résistance et déformabilité des milieux granulaires. On a vu dans la section sur l'anisotropie que l'allongement d'une particule peut, suivant son orientation, faire varier les résistances ultimes d'un même matériau. D'autres auteurs montrent la dépendance de l'angle de frottement effectif avec un indice d'allongement (Lebourg et al. 2000) où un coefficient d'aplatissement (Selig et Roner 1986) ce qui est une autre manière de tenir

compte de l'anisotropie du milieu. A noter qu'on définit de la manière suivante les différents paramètres morphologiques d'un granulat (voir la Figure 3.23).

- le coefficient d'allongement est le rapport largeur/longueur : b/a .

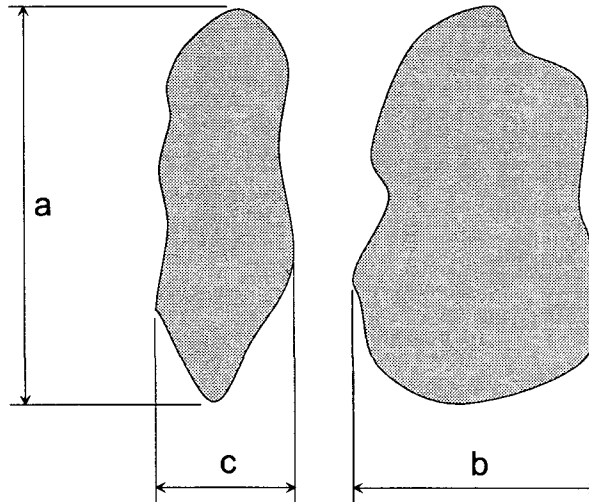


Fig. 3.23: Définition des grandeurs caractéristiques d'un grain

- le coefficient d'aplatissement est le rapport épaisseur/largeur : c/b .
- la cubicité est le rapport épaisseur/longueur : c/a .

Il a aussi été montré que l'angle de frottement augmentait avec l'angularité des grains mais que le module diminuait. Peu d'études ont été réalisées expérimentalement à notre connaissance sur l'influence de la forme des grains sur les déformations permanentes d'un matériau granulaire sous sollicitations cycliques si ce n'est celles qui sont liées à l'anisotropie du matériau et qui sont mentionnées plus haut.

3.2.6 Influence de la teneur en eau

Les graves de fondations routières ne sont pas des milieux secs mais le plus souvent non-saturés. Les fluctuations du niveau phréatique, situé en général dans le sol de fondation, induisent des variations de teneur en eau, par capillarité, dans la couche de fondation. Plusieurs auteurs (Sweere 1990, Paute et al. 1994, Dawson et al. 1993, Hicks et Monismith 1971) montrent que les caractéristiques mécaniques élastiques (variation de E) et plastiques (déformation permanente) varient en fonction de la teneur en eau. Par contre, aucune étude liée au domaine des sols non-saturés ne s'est intéressée à décrire le comportement de ces sols. La Figure 3.24a montre comment le module élastique se dégrade en fonction de l'augmentation de la teneur en eau et Figure 3.24b présente l'évolution du coefficient A_{1c} (voir le modèle de Paute au Tableau 5.4) en fonction de

l'augmentation de la teneur en eau. Son augmentation va de pair avec celle de la déformation permanente.

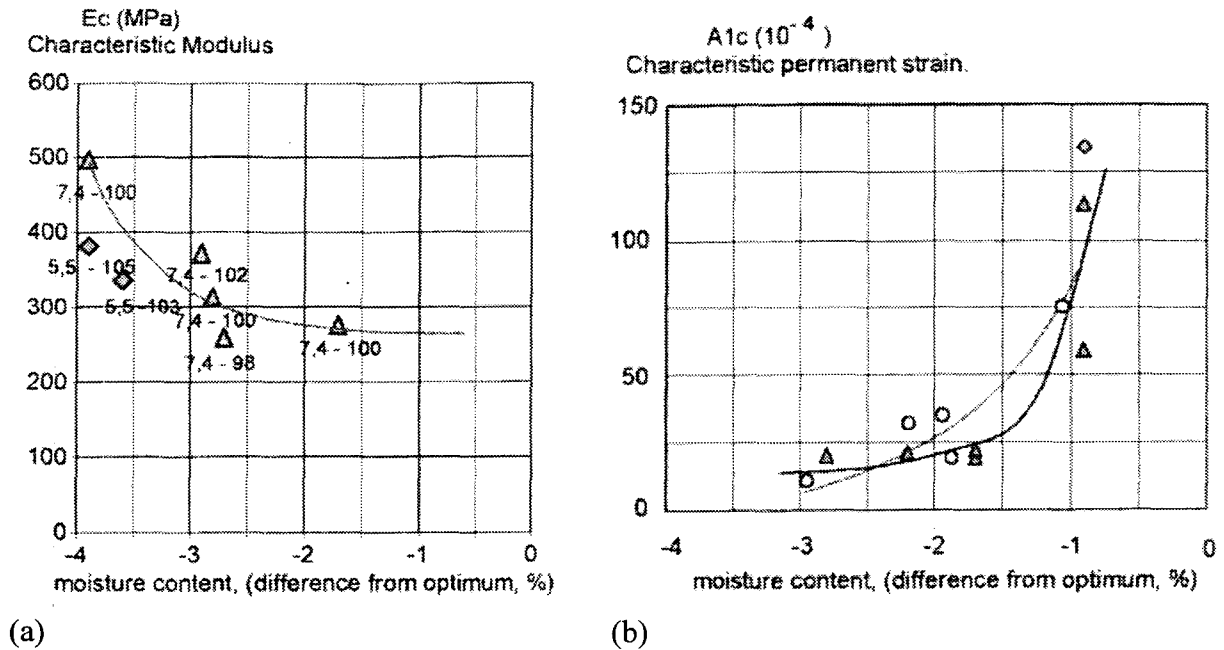


Fig. 3.24: (a) Influence de la teneur en eau sur le module élastique d'une grave routière. (b) Influence de la teneur en eau sur le comportement permanent. Tiré de (Dawson et al. 1993).

3.2.7 Rupture des grains et attrition

Les sollicitations mécaniques sur un matériau granulaire peuvent, en fonction de leurs amplitudes, conduire à des ruptures de grains ou à de l'attrition. L'attrition est définie comme la production de matières fines dû au frottement intergranulaire alors que les ruptures de grains font apparaître des plans de ruptures nets avec production de grains plus fins. On examine dans cette section sous

quelles conditions elles peuvent se produire.

3.2.7.1 Mesures de la rupture

Plusieurs auteurs proposent des paramètres permettant de chiffrer la modification de la granulométrie d'un échantillon après ruptures de grains. La Figure 3.25 résume quelques uns de ces paramètres. (Marsal 1967) par exemple définit le paramètre d'écrasement C_r comme:

$$C_r = \Delta i^+ \quad (\text{Eq 3.10})$$

ou Δi^+ est la différence de pourcentage de matériau retenu pour une fraction i entre le début et la fin de l'essai. (Lee et Farhoomand 1967) choisissent le rapport entre le diamètre caractéristique à 15 %, alors que (Al-Douri et Poulos 1992) choisit plutôt le diamètre à 10%

$$C_r = \frac{d_{15,\text{fin}}}{d_{15,\text{init}}} \quad (\text{Eq 3.11})$$

(B. Hardin 1985) propose deux facteurs reposant sur le changement total de la granulométrie:

$$C_{r1} = \text{Aire}_{\text{avant}} - \text{sieve}_{200} \quad (\text{Eq 3.12})$$

$$C_{r2} = \text{Aire}_{\text{totale}} - \text{Aire}_{\text{avant}}$$

$$C_r = \frac{C_{r1}}{C_{r2}}$$

(N. Miura et O-Hara 1979) utilise l'évolution de la surface du matériau durant l'essai par la relation:

$$S = \sum_i \gamma_D S_{w_i} \quad (\text{Eq 3.13})$$

où S_w est la surface spécifique en $[\text{cm}^2/\text{g}]$ de chaque fraction i . Pour les fractions grossières, cette aire de surface spécifique est calculée en fonction du diamètre moyen de la fraction considérée et en faisant l'hypothèse que tous les grains sont sphériques.

3.2.7.2 Chemins monotones

Les études concernant les ruptures de grains ou plus généralement l'évolution de la granulométrie des matériaux ont été entreprises en relation avec l'étude d'ouvrages subissant de grandes contraintes (> 1 [MPa], p. ex. les digues en enrochements). Néanmoins, ces ruptures peuvent apparaître à des contraintes plus faibles de l'ordre de quelques centaines de [kPa] (Al-Douri et Poulos 1992). L'apparition ou non de ruptures de grains dans un matériau dépend essentiellement de :

- la minéralogie des grains

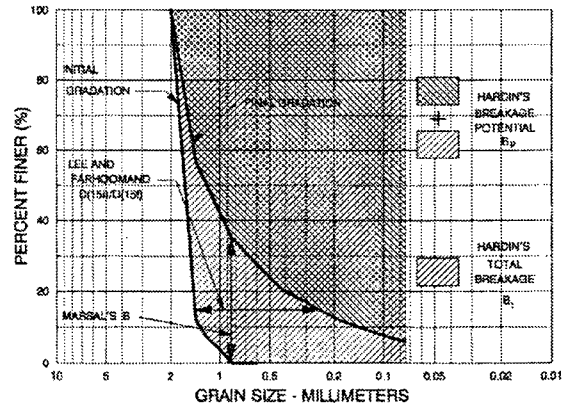


Fig. 3.25: Différents paramètres pour la mesure de l'évolution de la granulométrie suite à des ruptures de grains. Tiré de (Lade et al. 1996).

- leur forme et leur taille ainsi que de leur degré d'altération
- la granulométrie du milieu
- le niveau de sollicitations imposées
- la densité du milieu

En termes de comportement, la rupture des grains et la modification de la granulométrie qui s'en suit conduit à une augmentation de la compressibilité du milieu, une disparition de la dilatance et une diminution de l'angle de frottement.

Minéralogie et taille des granulates

A un niveau de contrainte macroscopique et à une granulométrie donnée, la résistance du milieu granulaire va dépendre des résistances individuelles des grains, donc de la minéralogie et de la taille des grains. A taille égale, les résistances individuelles des grains varient en fonction de leur minéralogie, comme le montre les essais de (Billam 1971) ou de Lee (in (McDowell et Bolton 1998), voir Figure 3.26). Les essais simples de résistances de particules individuelles de diamètre d consistent à les écraser entre deux plaques et à mesurer la force de rupture F_f . La résistance est ensuite déduite par analogie avec l'essai de traction brésilien par :

$$\sigma_f = \frac{F_f}{d^2} \quad (\text{Eq 3.14})$$

La Figure 3.26 montre que l'évolution de ces résistances décroît avec l'augmentation de la taille des grains, ce qui s'explique essentiellement par la plus forte densité de microfissures et d'hétérogénéités dans un gros grain que dans un petit.

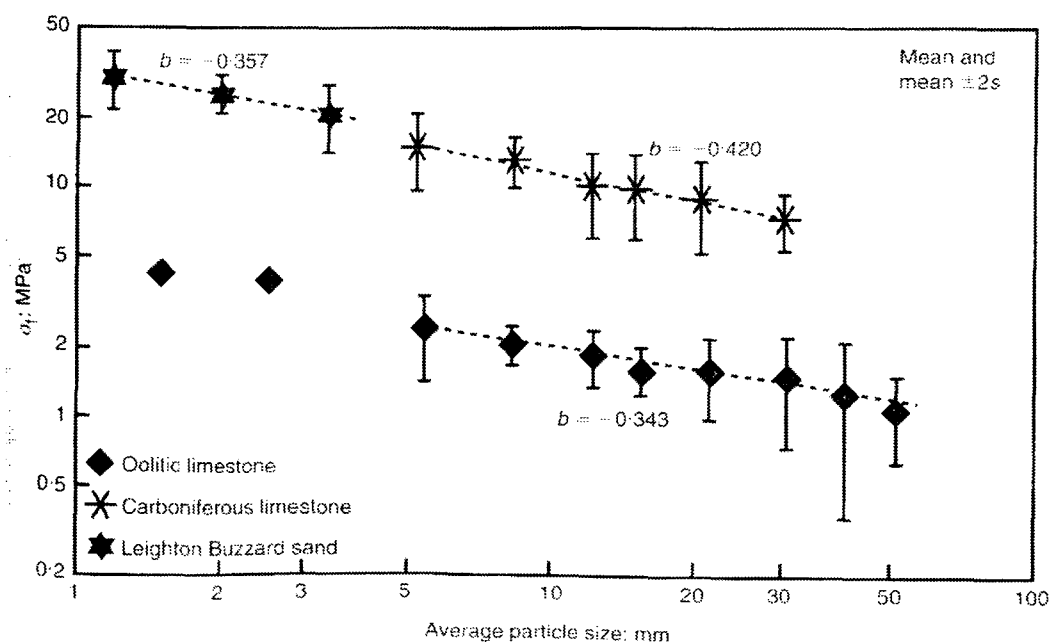


Fig. 3.26: Influence de la minéralogie et de la taille des grains sur le degré d'écrasement d'un milieu granulaire (Lee dans (McDowell et Bolton 1998))

De plus, pour un niveau de contrainte macroscopique donné, un milieu composé de matériau grossier aura moins de contact inter-particulaires et donc des forces inter-granulaires plus impor-

tantes et moins bien réparties sur la surface des grains, ce qui occasionne plus de ruptures que pour un milieu fin.

En effet, en faisant référence aux théories micromécaniques (Cambou 1998), il est possible de définir, à partir des forces intergranulaires le tenseur de contraintes (variable macroscopique) comme (voir les grandeurs dans la Figure 3.14a):

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_c F_i^c l_j^c \quad (\text{Eq 3.15})$$

où l^c est le rayon vecteur des centres de deux particules i et j en contact et F^c la force de contact. C est le nombre de contact dans le volume V . Ecrite en formulation continue, l'équation A-3.15 devient

$$\sigma_{ij} = \frac{N}{V} \int_{\Omega} P(n) \overline{F_i(n)} l_j(n) d\Omega \quad (\text{Eq 3.16})$$

où $P(n)$ est la probabilité de contacts dans la direction n , N , le nombre de contacts dans le volume V et $\overline{F(n)}$ la valeur moyenne des forces de contact dans la direction n (les forces de contact sont des variables stochastiques). (Cambou 1998) montre qu'à partir de l'hypothèse que $f=\sigma n$, l'équation A-3.16 devient :

$$\overline{F_i(n)} = n_j \sigma_{ik} H_{jk}^{-1} = \frac{3V n_j}{N l_0} \sigma_{ij} \quad (\text{hyp : isotropie}) \quad (\text{Eq 3.17})$$

où H est le tenseur de fabrique combiné (voir équation A-3.8) et l_0 la distance moyenne entre les centres de particules. On constate donc que la distribution des forces intergranulaires dépend de la charge et de la fabrique.

Ainsi, raisonnant en 2D, si on remplace dans un volume V soumis à un tenseur de contraintes un empilement de disques de diamètre D par un empilement de disques de diamètre $D/2$, on quadruple le nombre de contacts N , et on divise par deux la longueur entre les centres et par conséquent on divise par deux les forces moyennes intergranulaires.

Ajouter au fait que les petites particules ont une résistance à la rupture plus grande, on voit donc que, dans ces matériaux idéalisés, ce sont les grandes particules qui auront tendance à se rompre en premier. Dans le cas d'un matériau naturel avec une granulométrie étendue, on peut montrer

(Lee et Farhoomand 1967) que la translation de la courbe granulométrique - augmentation du diamètre maximal des grains - augmente les ruptures de grains (voir Figure 3.27)

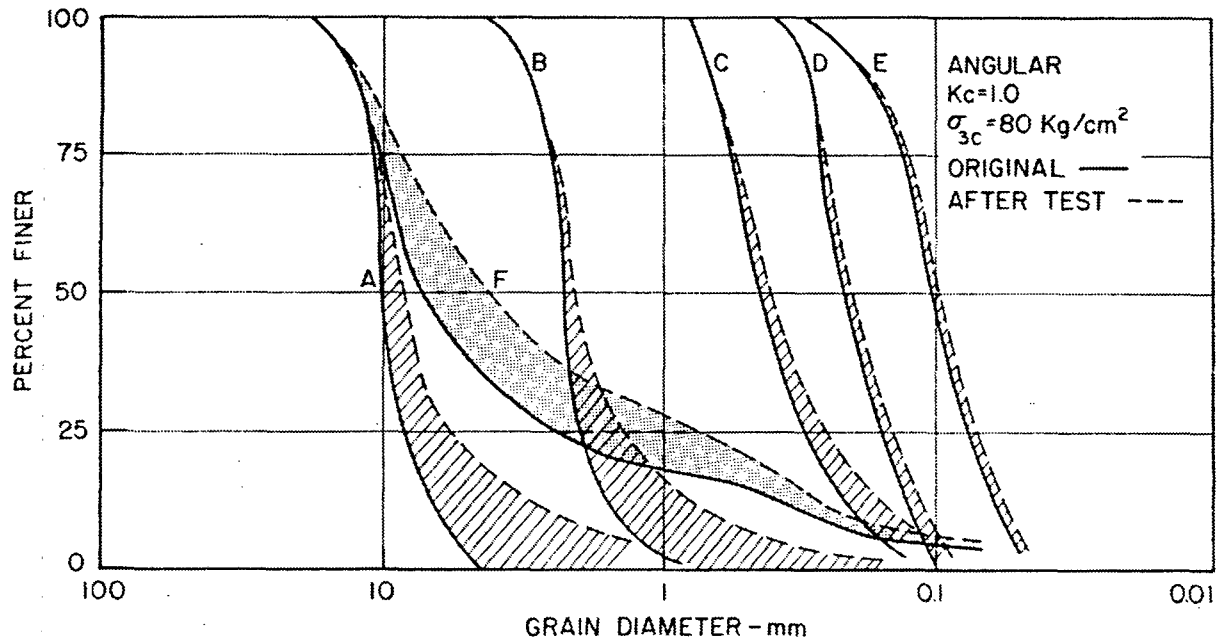


Fig. 3.27: Effet de la taille des particules et de la granulométrie sur le degré d'écrasement d'un matériau granulaire. Tiré de (Lee et Farhoomand 1967).

Granulométrie

Cet effet est la suite de l'effet de taille des granulats. Une granulométrie étalée a pour effet de combler les vides et de créer de nouveaux contacts. Ainsi, ce type de répartition granulométrique produit moins de rupture qu'une courbe granulométrique droite (pour un d_{50} équivalent par exemple) puisque la répartition des forces intergranulaires est plus homogène. La Figure 3.27 montre cet effet.

Forme

Cette notion traite de la séparation entre granulats roulés et granulats concassés. L'expérience montre que les granulats concassés présentent plus de rupture que les granulats roulés. Ceci vient de la plus grande densité de microfissures existant dans les granulats concassés (étant donné leur

mode de fabrication) mais également par de valeurs de contraintes de contact plus élevées, étant donné que les surfaces sont plus petites.

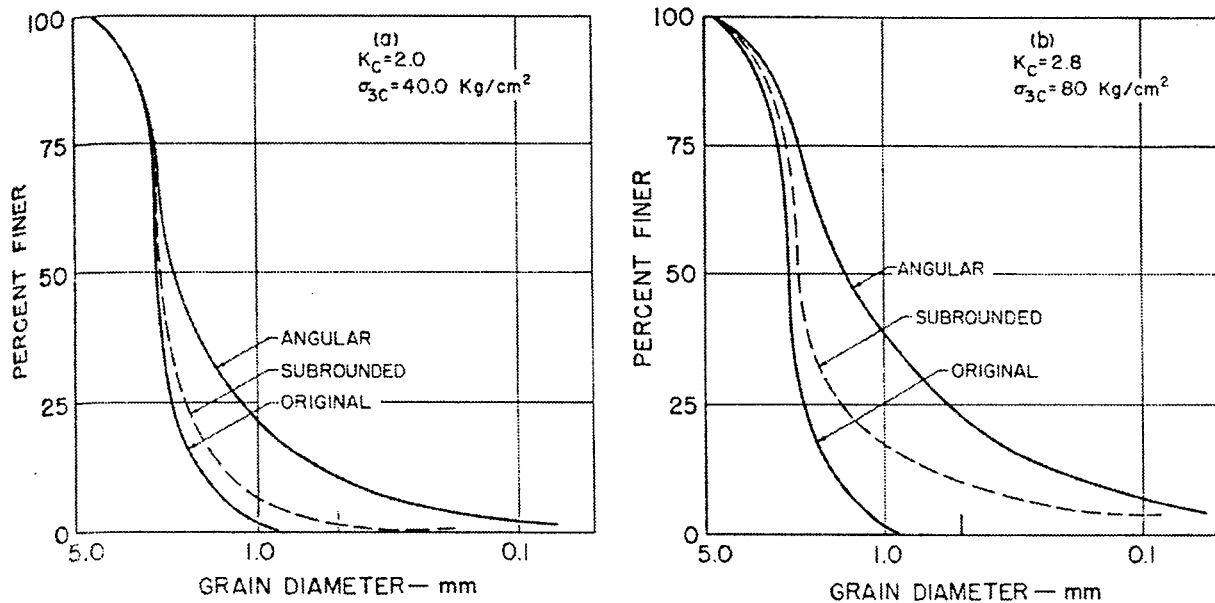


Fig. 3.28: Influence de l'angularité des grains sur leur rupture (Lee et Farhoomand 1967), sous consolidation anisotrope. K_c = rapport des contraintes axiales et radiales de consolidation.

Les particules allongées peuvent également être mises en flexion et se rompre selon un autre mécanisme, mais personne, à notre connaissance, n'a pu mettre cela en évidence.

Densité

Il semble que l'état initial du matériau ait également une influence sur la quantité de rupture de grains. Un matériau lâche donnera plus de rupture qu'un matériau dense. Peut-être dû au fait qu'un matériau lâche possède au début moins de contact et que son comportement contractant permette un réarrangement des grains plus important.

Contrainte moyenne et déviateur

(Datta et al. 1979) a montré une augmentation de la rupture des grains avec celle de la pression de confinement (Figure 3.29a). De même, plusieurs auteurs dont (Vesic et Clough 1968) montre que, pour une même pression de consolidation, les ruptures augmentent lorsque le déviateur augmente

initiale.

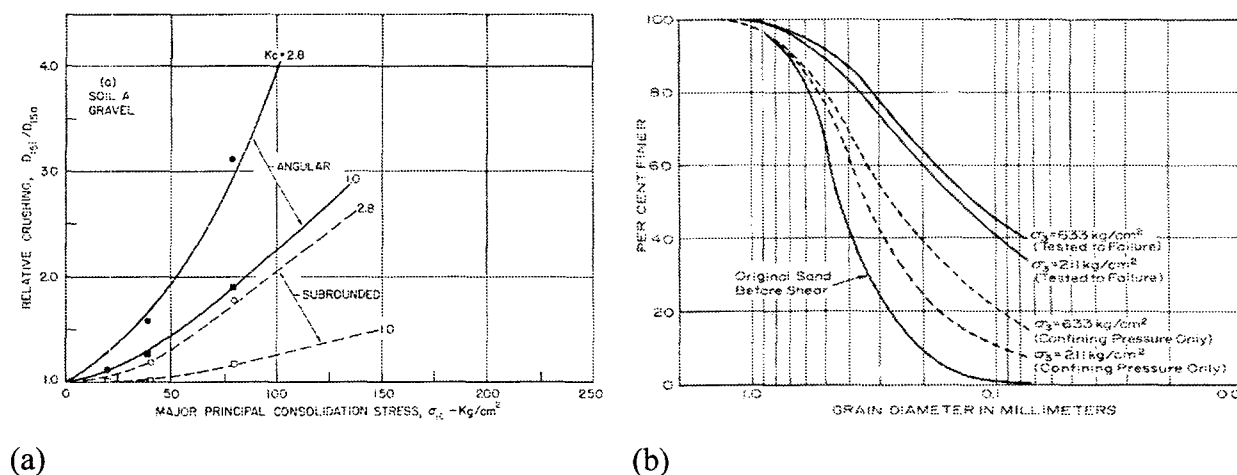


Fig. 3.29: (a) Evolution des ruptures de grains lors de chemins de sollicitations isotropes. Tiré de (Datta et al. 1979).
(b) Influence du déviateur des contraintes sur les ruptures de grains. Tiré de (Vesic et Clough 1968).

Comportement en déformation

Lorsqu'on étudie le comportement en déformation des milieux granulaires avec rupture de grains, la manifestation la plus patente de la présence de rupture de grains est l'évolution de la déformation volumique de la dilatance à la contractance. Cet effet se remarque également dans le plan iso-

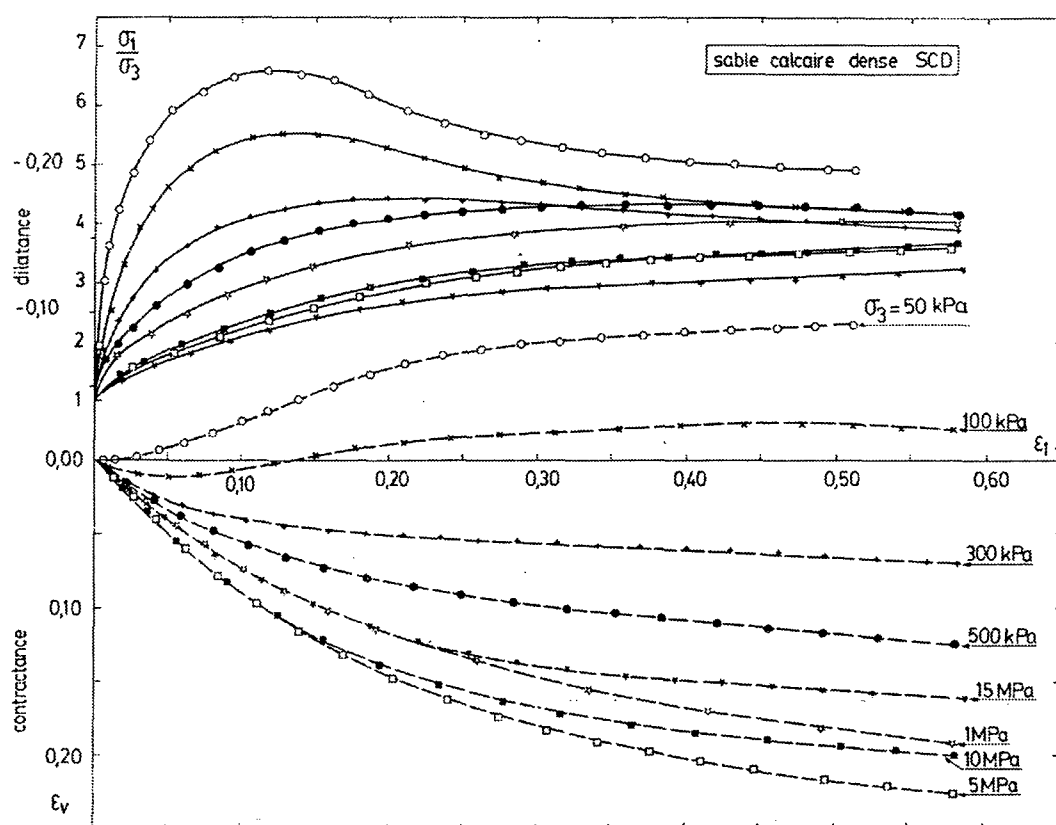


Fig. 3.30: Passage de l'état dilatant à l'état contractant pour un sable. Tiré de (Colliat-Dangus 1986).

trope où sont représentés les indices de vides en fin d'essai (c'est-à-dire critiques ou de plasticité parfaite) on constate que la compressibilité du matériau augmente puisque la droite de plasticité parfaite devient plus pentue. Il a été démontré (Biarez et Hicher 1997) que lorsqu'il n'y a pas de rupture de grains ($d_{60}/d_{10} = \text{constant}$) les droites de plasticité parfaite sont parallèles dans le plan $e-\ln(p')$ et que leur ordonnées à l'origine dépend uniquement de la valeur de ce rapport d_{60}/d_{10} et de l'état de surface du grain. Dans le cas des ruptures de grains, la pente change et coupe les lieux de d_{60}/d_{10} constants dans la direction d'une augmentation de ce paramètre, donc de l'étalement de la courbe granulométrique ou encore de la production de matières fines (voir Figure 3.31).

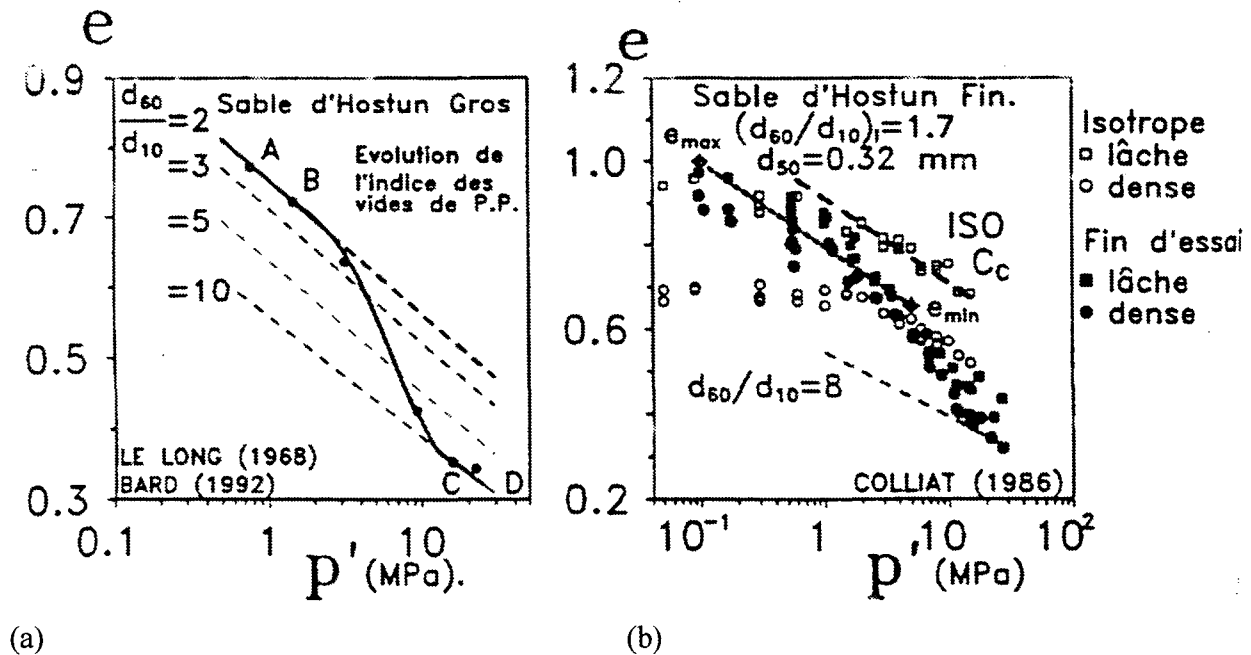


Fig. 3.31: Influence de la rupture des grains sur l'indice de vide de plasticité parfaite. (a) essais sur le sable d'Hostun grossier. Tiré de (Bard 1993). (b) Sur le sable d'Hostun fin. Tiré de (Colliat-Dangus 1986).

Taux de changement de volume

Une manière de résumer le comportement volumique des matériaux granulaires présentant des ruptures de grains est de représenter le taux de changement de volume par rapport à la déformation axiale de rupture en fonction de la contrainte de confinement (Lee et Seed 1967, Colliat-Dangus 1986). On voit sur la Figure 3.32a que ce taux passe par un maximum de contractance quelle que soit la minéralogie et la densité initiale qu'aux fortes contraintes il tend vers une valeur nulle. (Billam 1971) montre que si la contrainte de confinement est normée par rapport aux résistances

des grains, le comportement devient identique pour tous les matériaux.

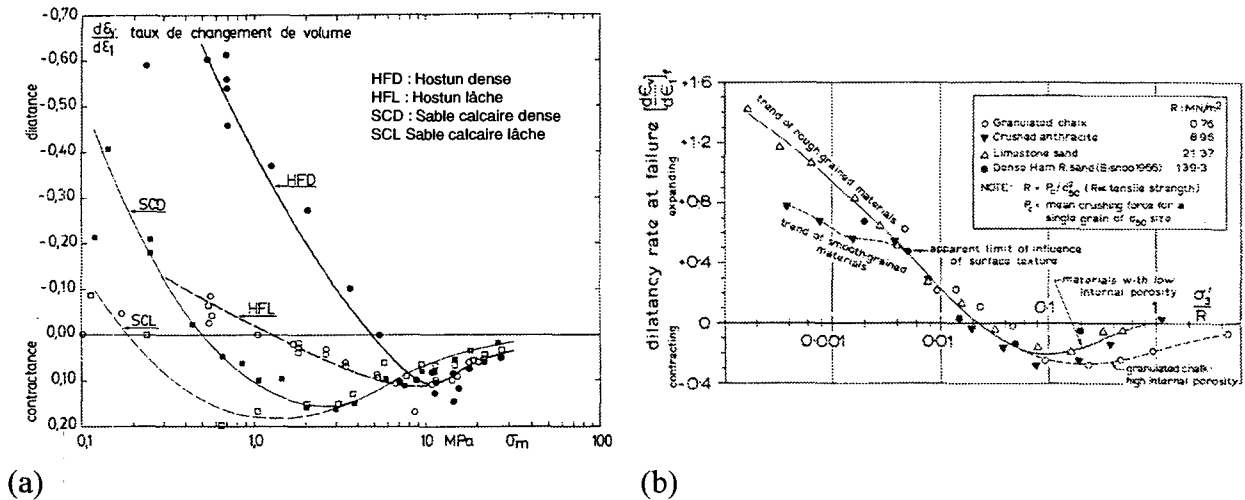


Fig. 3.32: (a) Evolution du taux de changement de volume au pic de la déformation axiale en fonction de la pression de confinement. Tiré de (Colliat-Dangus 1986). (b) Evolution du taux de changement de volume en fonction de la contrainte de confinement normée par rapport à la résistance intrinsèque des grains. Tiré de (Billam 1971).

3.2.7.3 Chemins cycliques

Quelques auteurs ont réalisés des essais cycliques sur des matériaux granulaires pour mettre en évidence un phénomène de rupture de grains.

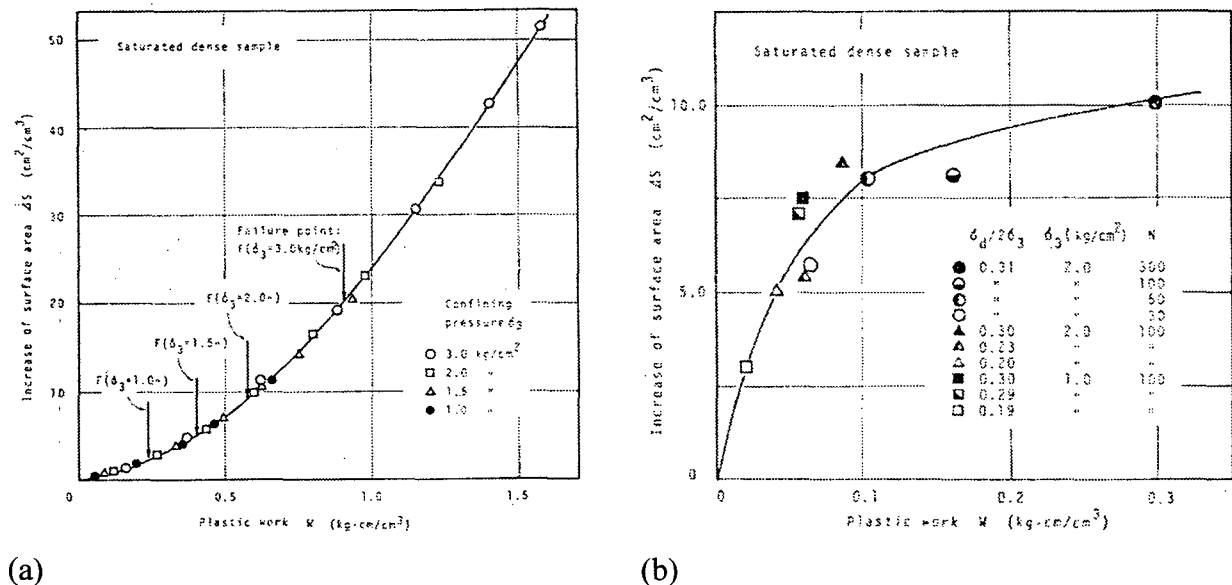


Fig. 3.33: Evolution de la surface spécifique avec le travail plastique dans le cas d'essais triaxiaux (a) monotone (b) cyclique. (N. Miura et O-Hara 1979).

(N. Miura et O-Hara 1979) montre la relation qu'il existe entre le travail plastique et l'évolution de la surface du matériau (voir la définition à la section 3.2.7.1) pour des essais monotones et pour des essais cycliques sur un granite décomposé. Il montre que dans les deux cas, cette aire augmente mais pas à la même vitesse. (Al-Douri et Poulos 1992) a réalisé des essais de cisaillement

cyclique à la boîte de Casagrande sur des sables carbonatés et il montre également que le coefficient d'écrasement (équation A-3.11) augmente lors des premiers cycles et se stabilise rapidement.

Concernant des essais cycliques sur des matériaux de bonne qualité, donc de vrais essais de fatigue. (Arslan et al. 2000) ont réalisé des triaxiaux à plusieurs millions de cycles où ils constatent des accélérations dans les déformations volumiques qu'ils attribuent à des ruptures de grains.

Minéralogie

La minéralogie joue un rôle essentielle dans la résistance des granulats aux sollicitations cycliques. Plusieurs recherches ont été consacrées à la fatigue d'éprouvette rocheuses. (Ray et al. 1999) montre par des essais de compression simple sur un calcaire qu'une sollicitation cyclique à 65 % de la contrainte de rupture ne conduit à la rupture de l'échantillon qu'après plus de 20'000 cycles, alors qu'elle survient après 800 cycles si cette sollicitation est de 90 % de la charge de rupture. Il note également une dépendance de la vitesse de sollicitation. (Haimson et Kim 1971) sur deux marbres montre également comment des phénomènes de fatigue apparaissent si la sollicitation se trouve au dessus de 75% de la charge de rupture.

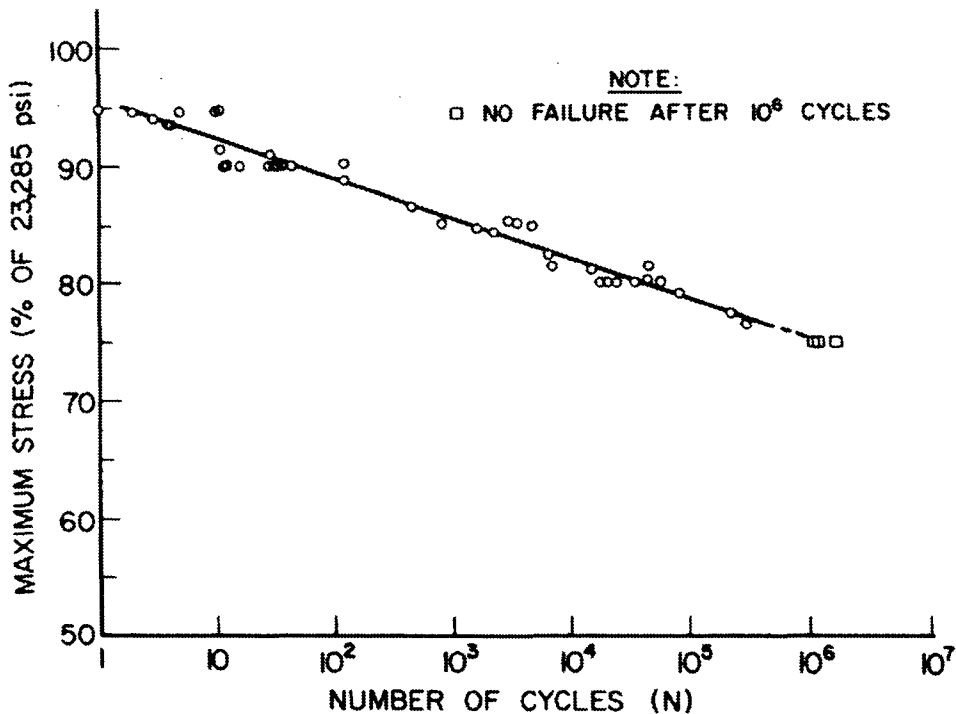


Fig. 3.34: Courbe de fatigue pour Tennessee Marble, déduite d'essais de compression simple cycliques (Haimson et Kim 1971)




3.2.8 Commentaires et conclusions

Cette section a présenté les aspects généraux du comportement mécanique des milieux granulaires soumis à des sollicitations monotones ou cycliques, en insistant sur leur comportement élastique et plastique. Les critères qui influencent la réponse de ces matériaux en terme de résistance, de rigidité et de déformation permanente sont résumés au Tableau 3.1. À côté de ces critères reste un

élément important qui est la rotation des contraintes principales et qui agit essentiellement sur les déformations permanentes.

Le mode de dépôt des granulats fait qu'on se retrouvera avec une anisotropie initiale et induite telle que le module vertical est plus grand que celui horizontal et une résistance améliorée. Ainsi on peut considérer le milieu isotrope comme une approximation située du côté de la sécurité du point de vue du dimensionnement des chaussées. Ensuite, si l'on suppose que la mise en place des matériaux obéit aux exigences de compacité maximale et de granulométrie adaptée [VSS, 1997 #249], alors il nous semble que le critère qui reste le plus obscur est la rotation des contraintes principales. Nous allons ainsi procéder à quelques essais avec rotation des contraintes principales sur nos matériaux. Ces résultats seront donnés à la section 4.4.3.

Tableau 3.1 : Résumé des influences de divers paramètres sur la résistance, la rigidité et la déformation permanente d'une grave de fondation routière.

Critère	Résistance	Rigidité	Déformation permanente
Augmentation de la pression moyenne	↗	↗	↘
Augmentation de la compacité	↗	↗	↘
Etalement de la granulométrie ^a	↗	↗	→
Translation de la granulométrie	↗	↗	
Augmentation de la teneur en eau	↘	↘	↘
Augmentation de l'anisotropie (grains non sphériques)			
Augmentation de la rugosité de la surface des grains	↗	↗	↘
Augmentation de la dureté des grains	↗	→	↘

a. pour autant que la proportion de fines reste faible

La sensibilité des matériaux granulaires aux ruptures de grains est liée à leur minéralogie et au type de sollicitation. Les matériaux composant par exemple les corps de digues sont soumis à des états de contraintes pouvant conduire à ces phénomènes. Les graves de fondations routières connaissent des sollicitations bien plus faibles que leur résistance et peuvent éventuellement développer des ruptures de grains par fatigue. Nous examinerons sur la grave choisie pour nos essais si cela est le cas.

3.3 Lois de comportement

3.3.1 Elasticité non-linéaire

Les résultats expérimentaux montrent que le comportement élastique est non-linéaire. Cet aspect a été modélisé depuis plusieurs décennies selon différentes approches.

Certains auteurs, (Hardin et Drnevich 1972, Seed et al. 1986) proposent des relations liant le module de cisaillement G à l'indice des vides, la contrainte moyenne, la granulométrie ou la dis-

tortion. Ces relation permettent de modéliser simplement les courbes de réduction de la Figure 3.7. Le Tableau 3.2 donne des exemples de relation permettant de calculer le module de cisaillement.

Tableau 3.2 : Quelques lois pour la déterminations des paramètres élastiques

Auteurs	Relations
(Hardin et Drnevich 1972)	$\frac{G}{G_{\max}} = 1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[1 + a e^{\left(\frac{b \gamma}{\gamma_r} \right)} \right] \text{ avec } \gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}}$
(Seed et al. 1986)	$G = 220 K_2 p^{0.5} \text{ avec } K_2 \text{ fonction de } e \text{ et de } \gamma \text{ (abaques).}$
(Hardin et Richart 1963, Iwasaki et al. 1978)	$G = \frac{C_1(2.17 - e)}{1 + e} p^n \text{ avec } C_1 \text{ de 700 à 900 et } n \text{ de 0.4 à 0.5 pour des sables arrondis et en fonction de l'amplitude de cisaillement.}$

3.3.1.1 Travaux de Hertz et Mindlin

(Hertz 1881) considère 2 sphères élastiques en contact et soumises à une force normale de compression. La répartition des contraintes est alors donnée par:

$$\sigma = \frac{3N}{2\pi a^3} \left(1 - \frac{\rho^2}{a^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq 3.18})$$

et le rapprochement entre les 2 sphères par

$$w = \left(\frac{3(1 - \nu^2)}{4ER^{0.5}} N \right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Eq 3.19})$$

Dans le cas d'un assemblage de sphères, (Biarez 1962) donne la relation de rapprochement entre les centres.

$$w = \left(\frac{3(1 - \nu^2)}{4ER^{\frac{2}{3}}} G(e)p \right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Eq 3.20})$$

En définissant

$$\varepsilon = \frac{w}{R} \quad (\text{Eq 3.21})$$

on trouve que

$$E = \frac{p}{\varepsilon} = \frac{3}{2} \left(\frac{4E}{3(1 - \nu^2)} G(e) \right)^{\frac{2}{3}} p^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Eq 3.22})$$

On voit ainsi que le rapprochement d'un ensemble de sphère n'est pas linéaire avec l'augmentation des forces à ses frontières et que le module ne dépend pas linéairement de la pression moyenne. Ceci s'explique par l'augmentation des surfaces de contact entre grains qui n'est pas proportionnelle à celle de la sollicitation aux limites.

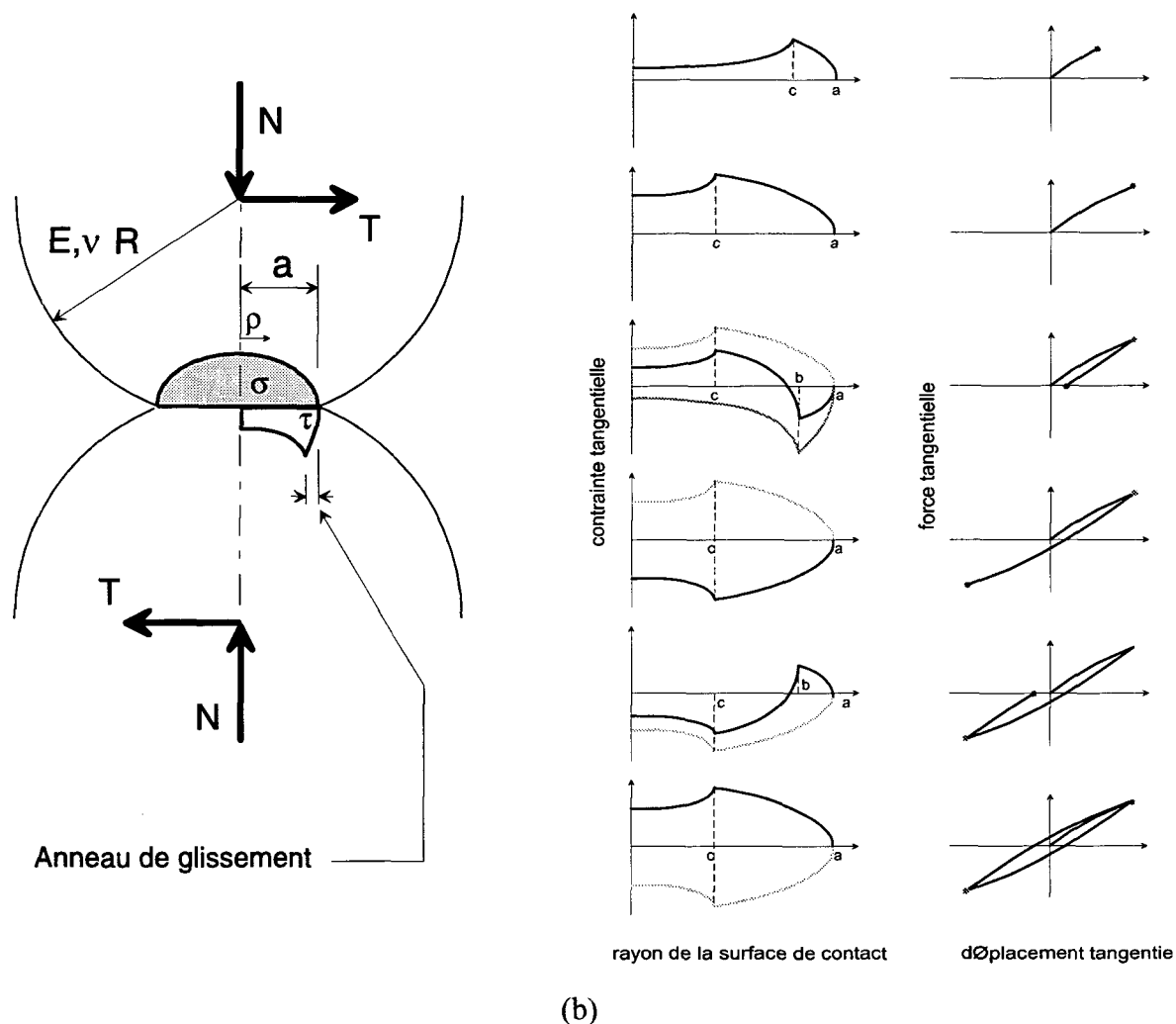


Fig. 3.35: (a) 2 sphères élastiques en contact. Définition des différents termes. (b) Loi élastique de Mindlin. Mise en parallèle de la distribution théorique des contraintes de cisaillement entre grains et de la relation contrainte-déformation macroscopique.

Poursuivant ces travaux, (Mindlin et Deresiewicz 1953) introduit une force tangentielle. Il met en évidence l'hystérèse dans le comportement cyclique de 2 sphères en contact avec des forces tangentielles oscillantes. Ses hypothèses sont que :

- La condition de non glissement sur la surface de contact n'est pas possible puisqu'elle conduirait à une contrainte tangentielle infinie sur le bord de celle-ci. Ainsi le glissement s'initie de l'extérieur de la surface de contact et comme il y a une symétrie radiale des contraintes normales, il est raisonnable de penser que le glissement se passe sur un anneau (voir Figure 3.35a).
- La relation de Coulomb est admise, i.e. sur cet anneau, la grandeur de la composante tangentielle est proportionnelle à la composante de traction. En reprenant l'équation A-3.18, Mindlin définit la contrainte tangentielle par

$$\tau = f \frac{3N}{2\pi a^3} \left(1 - \frac{\rho^2}{a^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{si } c < \rho < a \quad (\text{Eq 3.23})$$

$$\tau = \tau - f \left(\frac{c}{a}\right) \frac{3N}{2\pi a^3} \left(1 - \frac{\rho^2}{c^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{si } \rho < c$$

c est le rayon intérieur de l'anneau. Il est donné par :

$$c = a \left(1 - \frac{T}{fN}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq 3.24})$$

Le déplacement dans la direction de la force tangentielle est donnée par :

$$w = \frac{3(2-\nu)}{16Ga} \left(1 - \left(1 - \frac{T}{fN}\right)^{\frac{2}{3}}\right) \quad (\text{Eq 3.25})$$

Lorsque la force tangentielle change de direction, Mindlin applique le même raisonnement qu'au problème précédent, mais avec un signe opposé. Cela le conduit à définir un deuxième rayon intérieur b . La solution est ensuite la superposition de la solution précédente (voir équation A-3.23) et de la nouvelle solution (principe valable en théorie de l'élasticité). La Figure 3.35b donne l'allure que prend une simulation d'un essai de cisaillement cyclique sur 2 sphères à l'aide du modèle de Mindlin. On constate que même avec un modèle élastique, on arrive à simuler des déformations permanentes puisque lorsque la force change de direction et s'annule, il reste une composante de déplacement tangentiel.

3.3.1.2 Modèle $K-\theta$

Un des premiers modèles utilisés en technique routière et tenant compte de la non-linéarité du comportement résilient en fonction de la contrainte moyenne est le modèle $K-\theta$. (Hicks et Monismith 1971) : Cette loi exprime le module résilient en fonction soit de la contrainte de confinement, soit en fonction de la pression moyenne.

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$$

$$M_R = K'_2 p^{K'_2}$$

3.3.1.3 Modèle de Boyce

Le modèle de Boyce (Boyce 1980) est un modèle d'élasticité non-linéaire utilisé dans certains codes de dimensionnement de fondations routières. Il exprime les modules de cisaillement G et de compressibilité K sécants en fonction du premier et du deuxième invariant du tenseur des contraintes. Il apporte une amélioration notable au modèle $K-\theta$.

Dans un matériau isotrope élastique, l'état de contrainte est lié à celui de déformation par la relation.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3K} \delta_{ij} p + \frac{1}{2G} s_{ij} \quad (\text{Eq 3.26})$$

p est la pression moyenne et s le tenseur déviatorique. Si le matériau est élastique non-linéaire, la relation liant les incréments de contraintes à ceux de déformation s'écrit :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{3K} \delta_{ij} \dot{p} - \frac{\dot{K}}{3K^2} \delta_{ij} p + \frac{1}{2G} \dot{s}_{ij} - \frac{\dot{G}}{2G^2} s_{ij} \quad (\text{Eq 3.27})$$

En terme de déformation volumique et déviatorique l'équation A-3.27 s'écrit

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{1}{K} \dot{p} - \frac{\dot{K}}{K^2} p \quad (\text{Eq 3.28})$$

$$\dot{\varepsilon}_s = \frac{1}{3G} \dot{q} - \frac{\dot{G}}{3G^2} q$$

Sous l'hypothèse que K et G sont des fonctions des 2 premiers invariants, on peut réécrire l'équation A-3.28 comme

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_v &= \left[\frac{1}{K} - \frac{p}{K^2} \frac{\partial K}{\partial p} \right] \dot{p} - \frac{p}{K^2} \frac{\partial K}{\partial q} \dot{q} \\ \dot{\varepsilon}_s &= \left[\frac{1}{3G} - \frac{q}{3G^2} \frac{\partial G}{\partial q} \right] \dot{q} - \frac{q}{3G^2} \frac{\partial G}{\partial p} \dot{p} \end{aligned} \quad (\text{Eq 3.29})$$

on voit ainsi que la déformation volumique dépend de la pression moyenne mais également du déviateur alors que la déformation déviatorique dépend du déviateur mais aussi de la pression moyenne.

Sur un chemin fermé dans l'espace des contraintes, l'énergie stockée par un matériau élastique est nulle, ce qui s'exprime par la relation :

$$\oint \dot{W} = \oint (p \dot{\varepsilon}_v + q \dot{\varepsilon}_s) = 0 \quad (\text{Eq 3.30})$$

En développant cette relation pour un matériau non-linéaire :

$$\frac{p}{K^2} \frac{\partial K}{\partial q} = \frac{q}{3G^2} \frac{\partial G}{\partial p} \quad (\text{Eq 3.31})$$

D'un point de vue expérimental, on constate que la rigidité d'un matériau granulaire est proportionnelle à la contrainte moyenne élevée à une puissance plus petite que 1, ce qui s'exprime par :

$$\begin{aligned} K &= K_1 p^{(1-n)} \\ G &= G_1 p^{(1-n)} \end{aligned} \quad (\text{Eq 3.32})$$

pour satisfaire le théorème de réciprocité, on modifie l'équation A-3.32 de la manière suivante : (la deuxième écriture normalise par rapport à la pression atmosphérique).

$$K = \frac{K_1 p^{(1-n)}}{\left(1 - \beta \frac{q^2}{p^2}\right)} = \frac{\frac{p^{(1-n)}}{p_a}}{\left(\frac{1}{K_a} - \frac{\beta}{K_a} \frac{q^2}{p^2}\right)} \quad (\text{Eq 3.33})$$

$$G = G_1 p^{(1-n)} = \frac{\frac{p^{(1-n)}}{p_a}}{\frac{1}{G_a}}$$

avec

$$\beta = (1-n) \frac{K_a}{6G_a} \quad (\text{Eq 3.34})$$

Le coefficient β est complètement déterminé si l'on satisfait le théorème de réciprocité et le modèle de Boyce comporte ainsi 3 paramètres (K_a , G_a , n). On trouve également une version du modèle dans laquelle cette contrainte est levée et β devient un quatrième paramètre. Les invariants de déformations et de contraintes sont liés par les relations

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_1} p^n \left(1 - \beta \frac{q^2}{p^2}\right) = \frac{1}{K_a} p_a^{(1-n)} p^n \left(1 - \beta \frac{q^2}{p^2}\right) \quad (\text{Eq 3.35})$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3G_1} p^n \frac{q}{p} = \frac{1}{3G_a} p_a^{(1-n)} p^n \frac{q}{p}$$

(Hornych et al. 1998. Jouve et Elhannani 1994) ont développé ce modèle pour tenir compte de l'anisotropie. Hornych par exemple tient compte de l'anisotropie par un facteur γ multipliant la contrainte axiale :

$$\tilde{p} = \frac{\gamma \sigma_1 + 2\sigma_3}{3}, \quad \tilde{q} = \gamma \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{Eq 3.36})$$

et les relations contraintes-déformations deviennent ainsi :

$$\varepsilon_v = \frac{\tilde{p}^n}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma+2}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma+2) \left(\frac{\tilde{q}}{\tilde{p}}\right)^2 + \frac{\gamma-1}{3G_a} \left(\frac{\tilde{q}}{\tilde{p}}\right) \right] \quad (\text{Eq 3.37})$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} \frac{\tilde{p}^n}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma-1}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma-1) \left(\frac{\tilde{q}}{\tilde{p}}\right)^2 + \frac{2\gamma-1}{6G_a} \left(\frac{\tilde{q}}{\tilde{p}}\right) \right]$$

La détermination des paramètres se fait par une méthode de moindre carré minimisant l'erreur quadratique moyenne définie comme suit :

$$E = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{V_q} \sum_{i=1}^N [\varepsilon_{vi} - f_i]^2 + \frac{1}{V_v} \sum_{i=1}^N [\varepsilon_{vi} - g_i]^2 \right) \quad (\text{Eq 3.38})$$

dans laquelle V_v et V_q sont les variances des mesures sur les déformations volumiques et déviatorielles et f et g sont les expressions des déformations volumiques et déviatorielles données à l'équation A-3.35 ou à l'équation A-3.37. L'indice de corrélation, définissant la qualité de l'ajustement est défini par :

$$\rho = 1 - \sqrt{E} \quad (\text{Eq 3.39})$$

Le Tableau 3.3 donne quelques valeurs de cette relation déterminée sur plusieurs matériaux de graves de fondation routière.

Tableau 3.3 : Comparaison avec d'autres essais de la littérature

Paramètres	Gomes-Correia 1999	Hornych et al. 1998	Hornych et al. 1998	Jouve et Elhannani 1994	Jouve et Elhannani 1994
loi	Boyce 3 par.	Boyce 3 par.	Boyce 3 par. + anisotropie	Boyce 3 par.	Boyce 4 par.
matériau	gneiss 0-20	granite 0-10	granite 0-10	calcaire tendre 0-20	calcaire tendre 0-20
Ka [Mpa]	93.5	8.4	12.7	229	211.5
Ga [MPa]	129.8	40.1	36.4	281.8	200.2
n	0.420	0.113	0.198	0.630	0.490
β	0.070	0.031	0.047	0.050	-0.037 (?)
γ	-	-	0.84	-	-
ρ	?	0.851	0.885	0.740	0.812
γ [kN/m ³]	21.4	22.0	22.0	22.8	22.8
w [%]	2.3	4.1	4.1	5.1	5.1

3.3.2 Comportement plastique

Les ingénieurs routiers ont développé des modèles ad hoc permettant de prédire les déformations permanentes dans les couches de fondations. Les modèles les plus simples ne tiennent compte que du nombre de cycles alors que les plus évolués font également intervenir le chemin de contrainte. Ils se basent tous sur des résultats d'essais triaxiaux cycliques en laboratoire et la déformation plastique recherchée est toujours la déformation axiale. Le Tableau 5.4 résume quelques unes des lois utilisées actuellement en géotechnique routière.

Une voie à la mode actuellement et qui se rapproche de la théorie de la plasticité ou de l'élasto-plasticité est le «shakedown theory» (Collins et Boulbibane 1998) qui postule qu'une chaussée présente une accumulation de déformations permanentes (rochet) lorsque le niveau de contraintes

dépasse une certaine valeur en déviateur et une accommodation rapide sinon. La théorie permet de calculer la charge limite qui permet de rester dans ce domaine de shakedown.

Tableau 3.4 : Modèles empiriques de détermination des déformations permanentes

Modèle	Paramètres	Auteur
$\varepsilon_1^p(N) = a + b \log(N)$	a, b	(Barksdale 1972)
$\varepsilon_1^{p*}(N) = \frac{A\sqrt{N}}{\sqrt{N}+D}$	A, D ε_1^{p*} déformation axiale plastique dès le 100 ^{ème} cycle	(Paute et al. 1994)
$\log(\varepsilon_1^p) = a + b \log(N)$ $\log(-\varepsilon_3^p) = c + d \log(N)$	a, b, c, d	(Sweere 1990)
$\varepsilon_f = 0,9 \frac{q_r}{\sigma_3}$	ε_f est la limite des déformations permanentes pour N très grand. q_r est l'amplitude du déviateur cyclique.	(Hyde 1974, Lashine 1971)
$\varepsilon_1^p = K \left(\frac{q_{\max}}{\sigma_3} \right)^\alpha$	K, α q_{\max} est la valeur maximale du déviateur	(Shenton 1974)
$\varepsilon_s^p = \frac{f_n(N)}{\sqrt{p^2 + q^2}} \left(\frac{q}{p} \right)^{2.8}$	f_n : fonction de forme	(Pappin 1979)
$\frac{q_r}{q_f} = \frac{\varepsilon_p / \varepsilon_{0,95}}{n + m \varepsilon / \varepsilon_{0,95}}$	n, m q_f valeur de rupture statique $\varepsilon_{0,95}$ déformation axiale obtenue pour un essai statique à 95% de la rupture	(Lentz et Baladi 1980)
$\varepsilon_1^{p*}(N) = A \left(1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right)$	A, B $A = A(q, p)$	(Paute et al. 1994)
$\frac{\varepsilon_1^p(N_{\text{ref}})}{\left(\frac{L}{p_0} \right)} = a \left(\frac{q}{p} \right)_{\max}^b$	a, b L : longueur du chemin de contrainte N_{ref} : nombre de cycles donné (ex. 20'000)	(Lekarp 1997)

3.3.3 Elastoplasticité

Dans cette section sont présentés quelques développements de l'élastoplasticité. Les bases thermodynamiques de cette théorie se trouvent à l'Annexe 8.

3.3.3.1 Chemins monotones et écrouissage isotrope

Les modèles de cette famille sont définis par une surface de charge fonction de l'état de contrainte et d'une variable interne d'écrouissage h , scalaire, dépendant de paramètres d'écrouissage q généralement fonctions des déformations plastiques (par exemple l'accumulation de ces déformations définie à l'équation A-8.16, ou la déformation volumique plastique):

$$F = F(\sigma, h(\varepsilon^p_v)) \quad (\text{Eq 3.40})$$

par une condition de charge (ou condition de Kuhn-Tucker) qui découle de l'équation A-8.13 et qui impose qu'il y a écoulement plastique seulement lorsque l'état de contrainte est sur la surface de charge,

$$\lambda \cdot F(\sigma, h) = 0, \lambda \geq 0, F(\sigma, h) \leq 0 \quad (\text{Eq 3.41})$$

et par une condition de consistance qui traduit que l'état de contrainte ne peut pas «sortir» de la surface de charge et qui s'écrit :

$$\lambda \dot{F}(\sigma, h) = 0 \quad (\text{Eq 3.42})$$

avec

$$\dot{F} = \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial F}{\partial h} dh \quad (\text{Eq 3.43})$$

Cette condition permet de calculer le multiplicateur plastique λ . Ensuite, par une loi d'écoulement (équation A-8.13) et une loi d'écrouissage m on calcule l'évolution des variables internes (voir également le Tableau 3.9)

$$\dot{\varepsilon}_p = \lambda r = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma} C \dot{\varepsilon}}{\frac{\partial F}{\partial \sigma} C r + \frac{\partial F}{\partial h} m} r \quad (\text{Eq 3.44})$$

$$\dot{h} = -\lambda m$$

avec r la normale au potentiel plastique. Le dénominateur du multiplicateur plastique est parfois nommé module plastique et dénoté H .

3.3.3.2 Loi de Cam-Clay

Un modèle caractéristique de cette famille de lois est le Cam-Clay développé dans les années 60 (Schofield et Wroth 1968) selon de la théorie de l'état critique dans les sols. L'expression de la surface de charge provient de l'intégration de l'équation A-3.7 qui exprime que le travail effectué par l'incrément de déformation plastique à un état de contrainte est égal à l'incrément à l'état critique correspondant. L'intégration de cette équation avec la condition tirée de l'équation A-3.44

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial p}, \dot{\varepsilon}_q^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial q} \quad (\text{Eq 3.45})$$

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_q^p} = \frac{dp}{dq}$$

fournit

$$F = \frac{q^2}{M^2 p} + p - p_c = q^2 + M^2 p(p - p_c) \quad (\text{Eq 3.46})$$

p_c est appelé la contrainte de consolidation isotrope; c'est une pression moyenne et il s'agit de notre variable d'écouissage. La loi d'écouissage m , qui donne l'évolution de la variable d'écouissage (le flux) par rapport à sa variable duale (la force thermodynamique associée) se définit dans le plan isotrope. En considérant un petit incrément de charge-décharge (chemin ABC dans la Figure 3.36a)

$$\Delta e = \lambda \ln \frac{p_A}{p_B} \quad \text{ou en dérivant : } de = \lambda \frac{dp}{p} \quad (\text{Eq 3.47})$$

$$\Delta e_e = \kappa \ln \frac{p_A}{p_B} \quad \text{ou en dérivant : } de_e = \kappa \frac{dp}{p}$$

on déduit

$$de_p = de - de_e = -(\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \quad (\text{Eq 3.48})$$

En exprimant l'équation A-3.48 en fonction de la déformation volumique plastique

$$d\varepsilon_v^p = -\frac{(\lambda - \kappa) dp}{(1 + e)p} = -\beta \frac{dp}{p} \quad (\text{Eq 3.49})$$

on peut réécrire

$$\dot{p} = -\frac{p}{\beta} \dot{\varepsilon}_v^p = -\lambda \frac{p}{\beta} \frac{\partial F}{\partial p} \quad (\text{Eq 3.50})$$

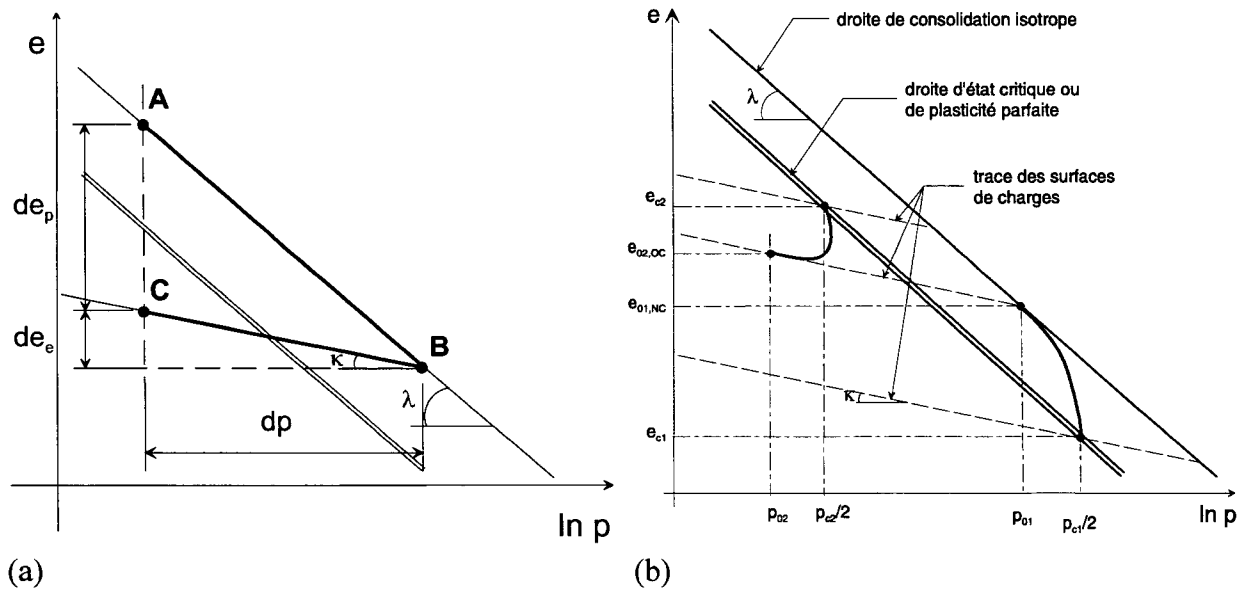


Fig. 3.36: (a) Définition des indices de vide élastique et plastique. (b) Chemin de contraintes dans le plan isotrope lors de la simulation d'un essai triaxial. On remarque la différence de direction dans les déformations volumiques

qu'on peut rapprocher avantageusement de l'équation A-3.44.

En intégrant l'équation A-3.49 et en identifiant p comme la pression de consolidation, on trouve la loi d'érouissage du modèle.

$$p_c = p_{c0} \exp\left(-\frac{(1+e)}{(\lambda-\kappa)} \varepsilon_v^p\right) \quad (\text{Eq 3.51})$$

La simulation d'un essai triaxial à l'aide de ce modèle est donné par la Figure 3.37 dans le plan

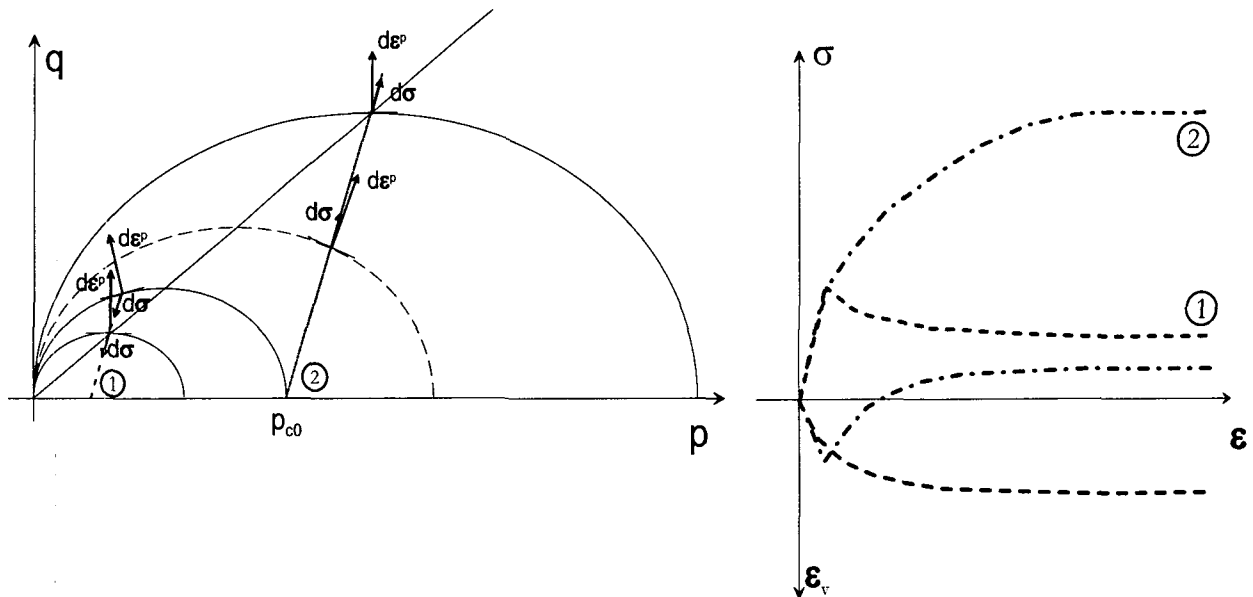


Fig. 3.37: Evolution de la surface de charge et des incréments de contraintes et déformations plastiques dans le plan p - q . Relation contraintes-déformations pour un cas normalement consolidé et surconsolidé.

p' - q et le plan ε_1 - q et la Figure 3.36b pour le plan e - $\ln p'$. On voit la capacité de ce modèle à prédire l'augmentation de résistance en fonction de la contrainte de consolidation initiale, de la densité initiale du matériau ainsi que l'apparition de la dilatance pour des échantillons fortement surconsolidés (ou denses).

Par contre ce modèle est incapable de traiter correctement l'évolution des déformations lors de cycles. En guise d'exemple, la Figure 3.38 montre qualitativement la prédiction d'une séquence de charges-décharges lors d'une sollicitation proportionnelle en 2 dimensions. C'est le cas d'un essai triaxial (axisymétrie) bien que généralement on le représente en 3 dimensions. Le plan de gauche est le plan octaédrique et le plan de droite donne la relation contrainte-déformation généralisée.

On constate que les modèles isotropes conviennent bien lors des chargements monotones. Par contre lorsqu'il y a des sollicitations cycliques (avec ou sans inversion du signe de la contrainte),

le modèle est incapable de générer les déformations plastiques en fonction du nombre de cycles. Avec une telle loi, les déformations après le 1er cycle sont égales à celles après le 1000^{ème}.

De plus, il ne peut mettre en évidence d'hystérèse du cycle, qui provient du fait que des déformations plastiques peuvent apparaître lors de la décharge (connu sous le nom d'effet Bauschinger dans les métaux (Lemaître et Chaboche 1988)).

La prise en compte de l'hystérèse dans le comportement se fait à l'aide d'un modèle à écrouissage cinématique.

3.3.3.3 Chemins cycliques et écrouissage cinématique

Dans le cas d'un écrouissage cinématique pure, la surface de charge s'exprime par :

$$F = F(\sigma - \alpha) \quad (\text{Eq 3.52})$$

ou α est la variable d'écrouissage cinématique. Intuitivement elle représente le centre de la projection de la surface de charge sur le plan π . La loi d'écoulement reste la même sous l'hypothèse d'associativité (voir équation A-3.44). Il faut maintenant postuler la variation du module plastique H et celle de la loi de translation des surfaces de charges. Les premières tentatives de modèles simples avec écrouissage cinématique sont l'oeuvre de Mroz (Mroz 1967, Mroz et al. 1979). Dans le cas où on n'a que de l'écrouissage cinématique linéaire, on peut simuler l'hystérèse à la décharge-recharge. Par contre l'accumulation des déformations au cours des cycles, (phénomène de rochet) qui n'est abordable que par l'écrouissage mixte. Ceci est illustré à la Figure 3.39 où on montre comment un essai triaxial est modélisé avec une loi à écrouissage cinématique pure. De la même manière que le modèle de Mindlin, cette loi simule parfaitement le phénomène d'hystérèse mais ne peut pas tenir compte de l'accumulation des déformations plastiques lors de des cycles.

(Dafalias et Popov 1975) introduit la notion de bounding surface, qui sera reprise par Bardet. Cette une interprétation de la notion de surfaces de charges imbriquées où on n'a que deux surfaces et où la surface interne se déplace et s'agrandit selon la loi du point miroir (Bardet 1986).

Une multitude de modèles existent pour simuler les effets cycliques dans les sols. Il y a une dizaine d'années, lors d'un benchmark pour la simulation d'essais au triaxial et au cylindre creux a réuni 32 modèles différents (Bianchini et Puccini 1988) dont il est impossible de faire la description ici. Encore récemment des modèles s'améliorent et permettent de tenir compte de l'anisotropie du milieu (notion qu'on ne présente pas lors de ce travail). Sans aucun souci d'exhaustivité,

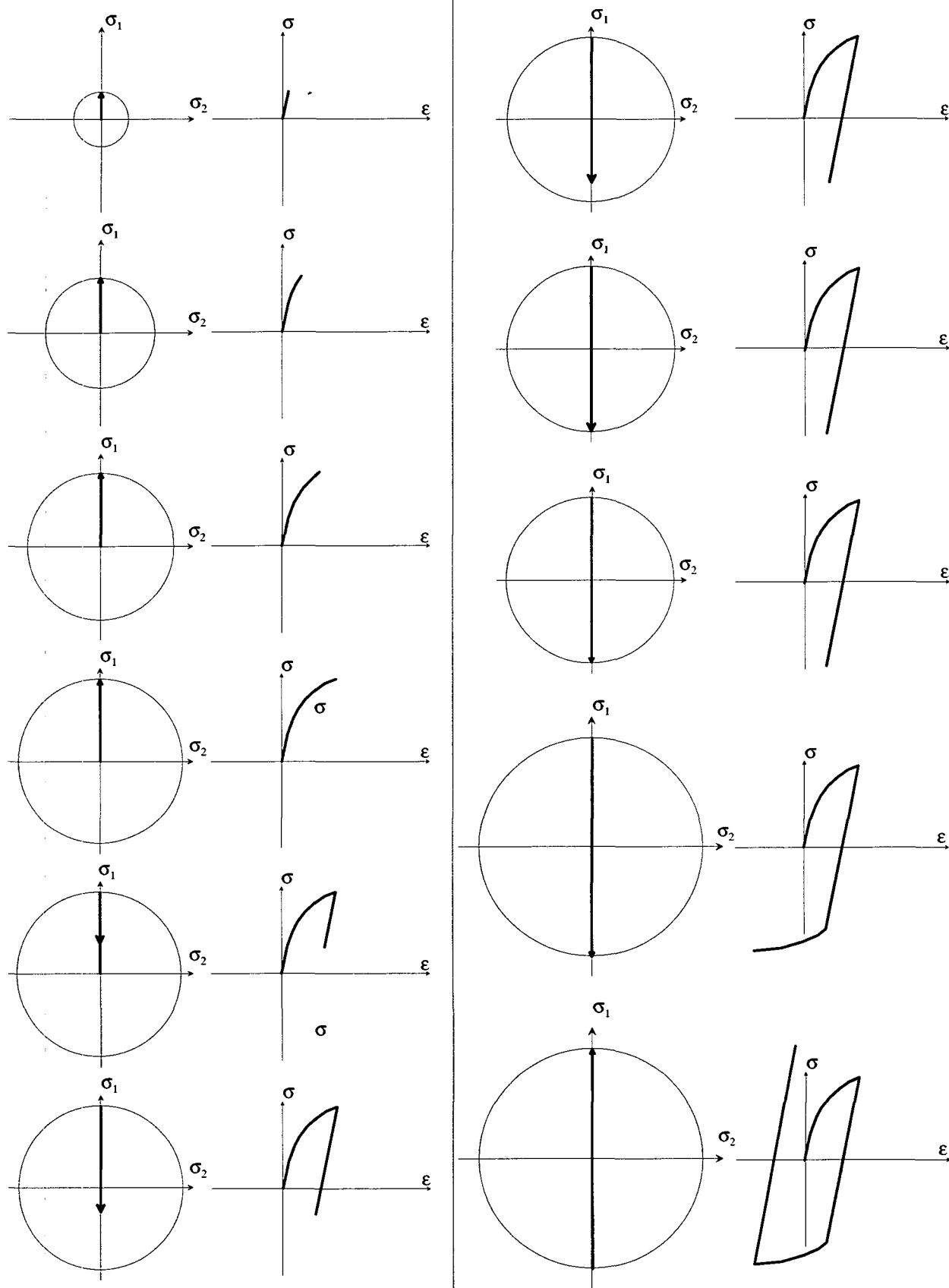


Fig. 3.38: Cycles de charges-décharges simulés à l'aide d'un modèle à écrouissage isotrope

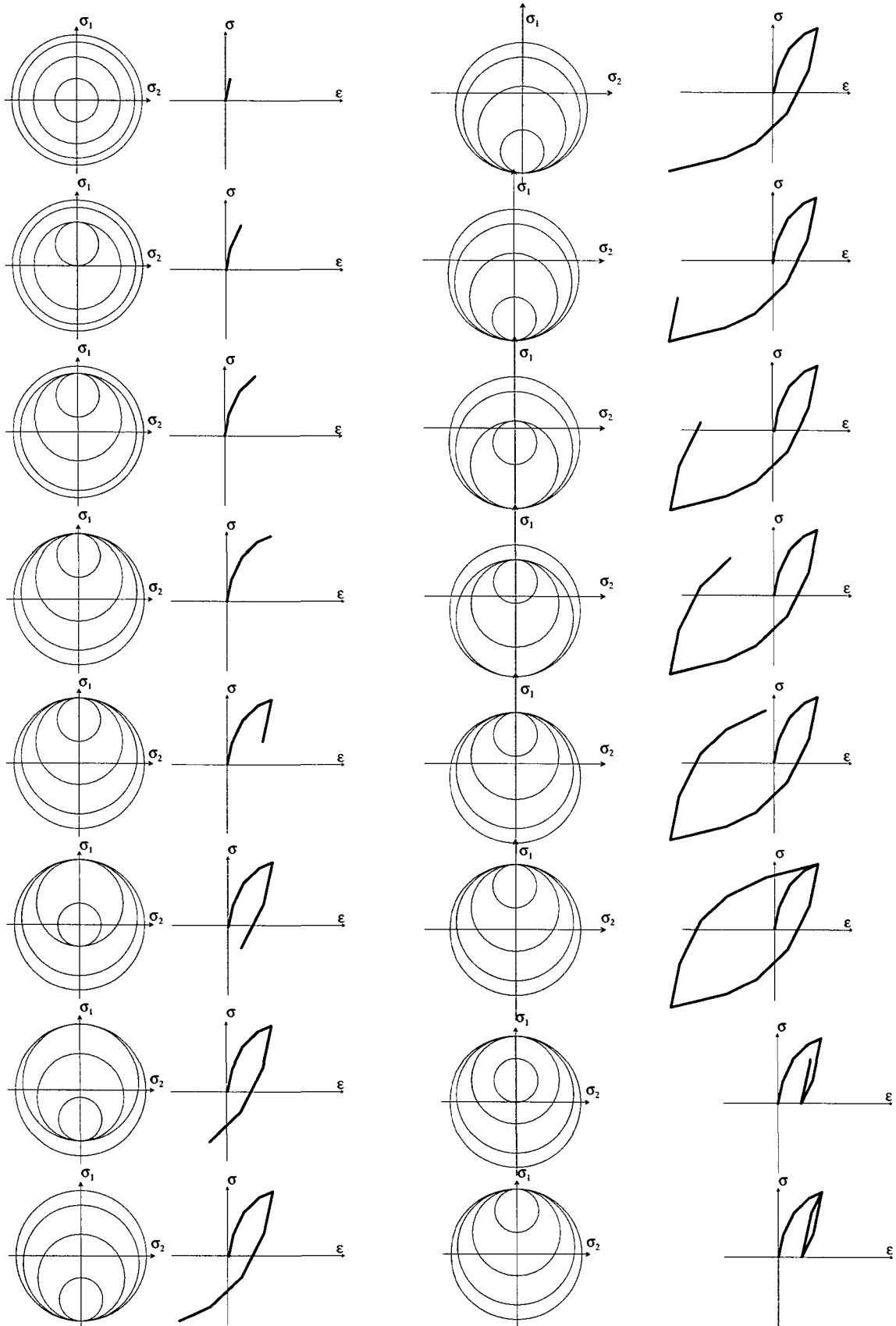


Fig. 3.39: Cycles de charges-décharges simulés à l'aide d'un modèle à écrouissage cinématique.

on présente 5 de ces modèles dans le Tableau 3.5. On remarque que la formulation de ces lois est

Tableau 3.5 : Résumé des caractéristiques de quelques modèles élastoplastiques (suivant le workshop de Cleveland 1988)

Caractéristiques	Cambou et Jafari 1988	diPrisco et al. 1993	Ghaboussi et Momen 1984	Pastor et al. 1990	Pietruszczak et Krucinski 1989
Hypothèses	Plasticité généralisée critère de rupture suivant l'état critique expressions incrémentales des relations contraintes-déformations	Bounding surface écrouissage mixte attribué aux distortions plastiques loi non-associée	Elastoplasticité Ecrouissage mixte lié aux déformations plastiques au travail plastique loi associée ou non	Elastoplastique une surface de charge et loi non-associée, écrouissage isotrope	Elastoplastique 2 surfaces de charges et loi non-associée
Surface de rupture	*	*	*	*	-
Surface de charge	-	*	*	*	*
Loi d'écoulement	-	*	*	*	*
Ecrouissage (déf.)	*	*	*	*	*
Dilatance	*	*	*	*	*
Contractance	*	*	*	*	*
Anisotropie initiale	-	-	*	-	-
Anisotropie induite	-	*	*	-	*
Cyclique	?	?	*	-	?
Nombre de paramètres	9	7-9	10	6+1	11
-élastiques	2	2	2	2	3
-rupture	1	2	2	2	3
-écrouissage	6	3-5	2	2	5
Nombre d'essais	Triaxiaux drainés ou non-drainés, compression isotrope. Avec charge-décharge	Compression uniaxiale avec charge-décharge ?	Compression triaxiale et isotrope	Triaxiaux en compression et extension isotrope	Isotrope, Triaxial en compression et extension avec charge décharge

complexe et qu'elle nécessite de nombreux paramètres. Certains d'entre eux peuvent être déduits d'essais en général triaxiaux ou isotropes, d'autres sont estimés puisqu'on n'a pas accès à leur mesure.

3.3.3.4 Modèle de Hujeux

Un des modèles à écrouissage mixte permettant de tenir compte des effets de cycle est le modèle de Hujeux (Hujeux 1985, Michalski et Rahma 1989, Piccuezzi 1991). Il s'agit d'un modèle multimécanisme comportant 3 mécanismes déviatoires et un mécanisme isotrope. Chaque mécanisme déviatoire possède 2 variables d'écrouissage, une associée à la déformation plastique déviatoire et l'autre à la déformation volumique plastique. L'écrouissage en densité est commun aux 4 mécanismes qui sont donc couplés. La partie élastique du modèle est non linéaire et dérive d'un potentiel.

La surface de charge de chaque mécanisme s'écrit

$$f_k = q_k - p_k \sin \phi \left(1 - b \ln \frac{p_k}{p_c} \right) r_k \quad (\text{Eq 3.53})$$

q_k et p_k sont respectivement le déviateur et la pression moyenne dans le plan k . Par exemple, dans le plan yz ou 23 on écrit :

$$q_1 = \left(\left(\frac{\sigma_{22} - \sigma_{33}}{2} \right)^2 + \tau_{23}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq 3.54})$$

$$p_1 = \frac{(\sigma_{22} + \sigma_{33})}{2}$$

p_c est la pression critique (la variable d'écrouissage isotrope) définie comme dans le Cam-Clay par:

$$p_c = p_{c0} \exp(\beta \varepsilon_v^p)$$

b est un paramètre du modèle, r_k est le degré de mobilisation du mécanisme k (la variable d'écrouissage cinématique) et est donné par :

$$r_k = r_k^{el} + \frac{\varepsilon_{qk}^p}{a + \varepsilon_{qk}^p} \quad (\text{Eq 3.55})$$

Dans chaque plan, la loi est non associée et on peut écrire

$$d\varepsilon^p = \lambda_k \left(\frac{\partial f_k}{\partial S_k} + \sin \psi - \frac{\left(S_k \cdot \frac{\partial f_k}{\partial S_k} \right)}{p_k} \right) \quad (\text{Eq 3.56})$$

ψ est l'angle de dilatance, généralement admis égal à ϕ , et S_k est un vecteur dans le plan du mécanisme défini, par exemple pour le premier mécanisme, par:

$$S_1 = \left[\left(\frac{\sigma_{22} - \sigma_{33}}{2} \right), \tau_{23} \right] \text{ et } \|S_1\| = q_1 \quad (\text{Eq 3.57})$$

Ce vecteur peut être encore normalisé de la façon suivante:

$$\tilde{S}_I = \frac{S_I}{p_k \sin \phi \left(1 - b \ln \frac{p_k}{p_c} \right)} \quad (\text{Eq 3.58})$$

A l'aide de cette notation on peut réécrire l'équation A-3.53 :

$$f_k = \|\tilde{S}\| - r_k \quad (\text{Eq 3.59})$$

La surface de charge du mécanisme isotrope et définie par :

$$f_{\text{iso}} = p - dp_c r_{\text{iso}} \quad (\text{Eq 3.60})$$

avec p la pression moyenne définie avec les 3 composantes normales du tenseur des contraintes et d un paramètre traduisant la distance de la droite de consolidation isotrope à la droite critique.

Les lois d'évolution des 2 variables d'écrouissage découle de la condition de consistance et sont donnés par :

$$\dot{r}_k = \lambda_k \frac{(1 - r_k)^2}{(a_{\text{cyc}} + \alpha(r_k)(a_m - a_{\text{cyc}}))} \quad (\text{Eq 3.61})$$

et

$$\dot{r}_{\text{iso}} = \lambda_{\text{iso}} \frac{(1 - r_{\text{iso}})^2 p_{\text{ref}}}{c} \frac{1}{p} \quad (\text{Eq 3.62})$$

Le modèle cyclique s'écrit un peu différemment. En plus de la surface de charge monotone définie à l'équation A-3.59, et de la surface élastique de dimension constante r_{el} , il existe une surface de charge dont l'équation s'écrit:

$$f_k^c = \|\tilde{S}_k - (D_k - n_k r_k^c)\| - r_c^k \quad (\text{Eq 3.63})$$

La Figure 3.40 montre l'évolution des diverses surfaces de charge dans le plan déviateur normalisé d'un mécanisme. La surface extérieure est la surface monotone; la plus petite est la surface de la limite élastique. La surface intermédiaire, cyclique peut à la fois se dilater et se translater dans le plan du mécanisme (écrouissage mixte).

A chaque changement de sens de la sollicitation pour le mécanisme k , D_k et n_k sont réinitialisés. D_k est le vecteur déviateur de contrainte normalisé au changement de sens, et n_k la normale à la surface seuil en ce point. La nouvelle valeur du degré de mobilisation r_c^k correspond à r_{el}^k . Cette façon de faire est une généralisation de la théorie des champs de modules plastiques introduits par Mròz.

L'évolution de la variable d'écrouissage cyclique suit la même règle que la variable monotone (équation A-3.61), mais cette fois-ci on doit faire un choix pour le paramètre α (il vaut 1 lorsqu'on est sur la surface extérieure). On distingue trois différents domaines en fonction de l'amplitude des déformations rencontrées.

- Un domaine élastique si $\varepsilon < 10^{-5}$ et pour lequel $0 < r < r_{el}$. Dans ce cas le paramètre α n'est pas mobilisé.

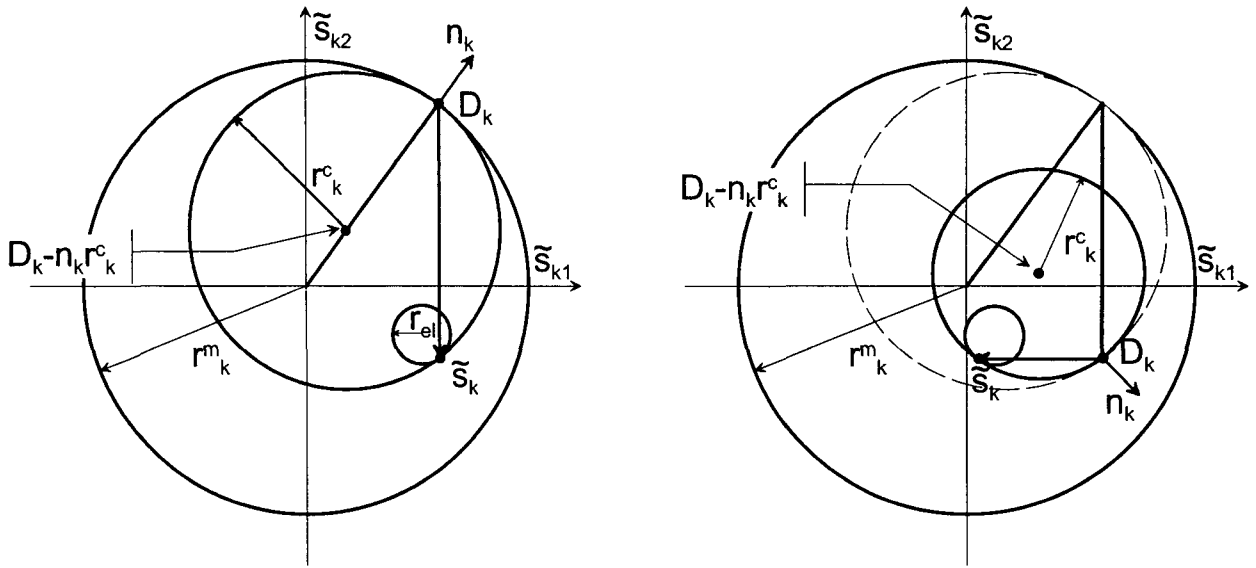


Fig. 3.40: Evolution des surfaces de charge dans le plan déviateur normalisé du mécanisme k lors de changement de direction de la sollicitation.

- Un domaine hystérétique si $10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4}$ et pour lequel $r_{el} < r < r_{hyst}$. Dans ce cas $\alpha_k = 0$ et la surface cyclique ne s'érodit pas, ce qui explique qu'à ce taux de déformation on n'arrive pas à simuler les accumulations de contraintes mais qu'on peut aisément calculer un amortissement (hystérèse).
- Un domaine intermédiaire si $10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4}$ pour lequel $r_{hyst} < r < r_{mob}$. Dans ce cas on postule un évolution hyperbolique de α selon :

$$\alpha_k = \left[\frac{r_k - r_k^{hyst}}{r_k^{mob} - r_k^{hyst}} \right]^m \quad (\text{Eq 3.64})$$

- Un domaine mobilisé $r_{mob} < r < 1$ ou $\alpha_k = 1$.

Le mécanisme isotrope cyclique se définit par :

$$\left| \frac{\tilde{p}}{p_c} - (D_{iso} - n_{iso} r_{iso}^c) \right| - r_{iso}^c \quad (\text{Eq 3.65})$$

L'évolution des variables d'écrouissage suit la même loi que pour le modèle monotone (voir équation A-3.61 et équation A-3.62).

Tableau 3.6 : Paramètres du modèle de Hujoux

Paramètres	Variables
Elastiques	K_a, G_a, n
Etat critique	p_c, β, ϕ
Ecrouissage déviatoire	a_m, b, a_{cyc}
Ecrouissage en densité	c_m, d, c_{cyc}
Limites de domaine	$r_k^{el}, r_k^{hys}, r_k^{mbi}, r_{iso}, m$

Le Tableau 3.6 résume les paramètres du modèle. La détermination de ces paramètre se fait généralement à l'aide d'essais triaxiaux. Un exemple est présenté à la section 5.3.1. Il peut également

se faire par des corrélations et des valeurs limites (Hicher et Rahma 1994). La Figure 3.41 montre le résultat d'une simulation d'un essai cyclique réalisé par Mohkam (Hujeux 1985). On voit que la relation contrainte déformation est prédite avec une bonne précision, en particulier l'augmentation du déviateur dû au compactage progressif de l'échantillon avec le nombre de cycles. En déformation, la tendance générale à la diminution de volume est bien reproduite ainsi que les boucles de dilatance qui naissent lorsque le matériau franchit la ligne caractéristique.

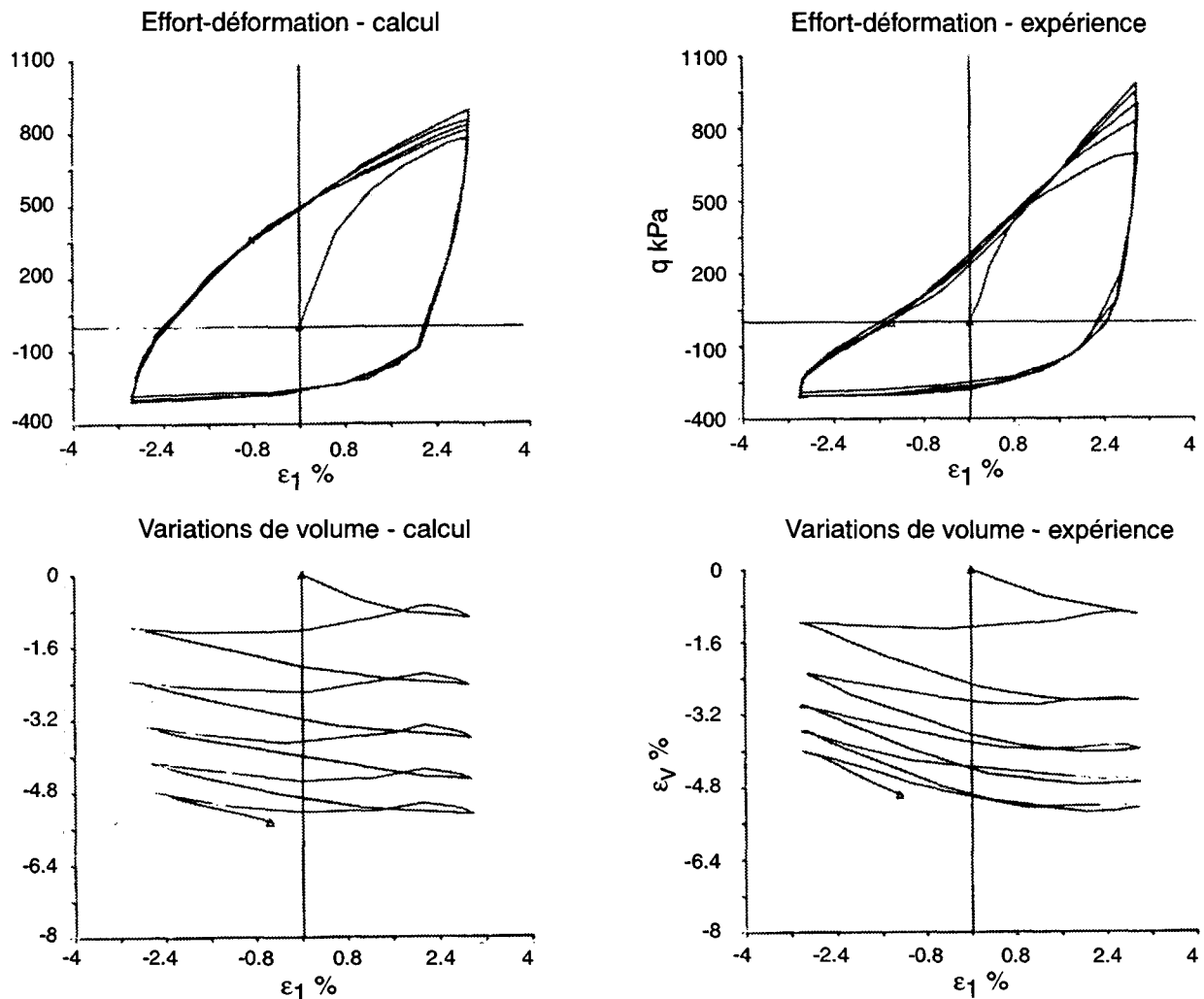


Fig. 3.41: Essai triaxial drainé sur sable de Hostun piloté en déformation. $\sigma_0 = 400$ kPa. (a) Simulation numérique à l'aide de la loi de Hujeux. (b) Données expérimentales (Mohkam). Tiré de (Hujeux 1985).

(Lassoudière 1984) montre que ce modèle peut prédire correctement quelques dizaines de cycles. Au-delà, l'accumulation des erreurs devient trop importante. (Hicher et al. 1999) fait la même constatation : au-delà de quelques dizaines de cycles, la déformation permanente augmente constamment (pas d'accommodation) dû à l'évolution de la variable d'écrouissage liée aux déformations volumiques plastiques. En effet, l'évolution des surfaces cycliques entre 2 états extrêmes dus à l'écrouissage cinématique se stabilise après quelques cycles et la déformation plastique est semblable d'un cycle à l'autre. Ainsi, l'effet de rochet sera toujours prédit après 10 comme après 1000 cycles, ce qui n'est pas en accord avec les expériences La Figure 3.42 représente les 100 premiers

cycles de sollicitations et l'on voit que les incréments de déformations plastiques ne se stabilisent pas même si elles diminuent.

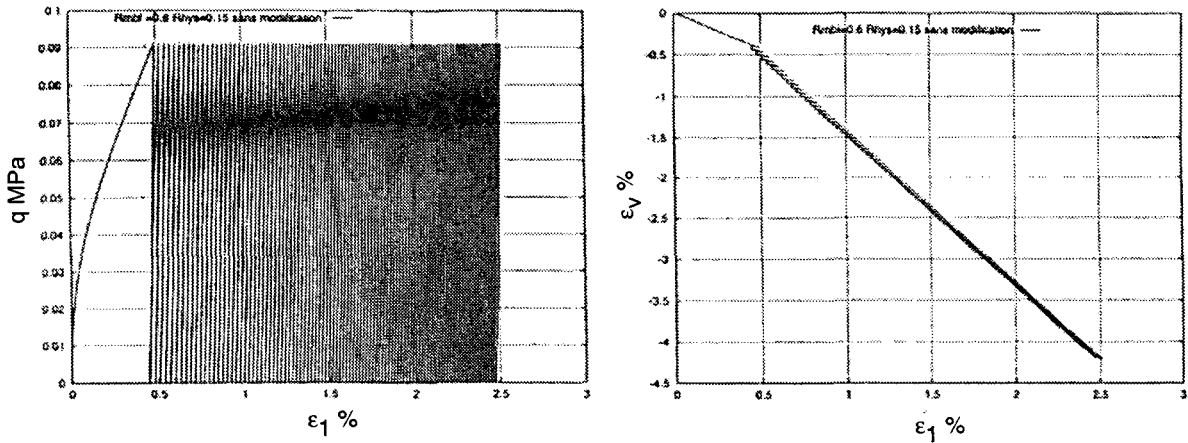


Fig. 3.42: Simulation d'un essai triaxial drainé contrôlé en contrainte, sans paramètre d'accommodation.

Sachant que l'anisotropie induite affecte la réponse cyclique des matériaux, elle modifie la taille des différents domaines (définis par les différents rayons); en particulier les déformations plastiques peuvent être fortement réduites dans ce cas-la.

Des résultats expérimentaux sur les effets de l'anisotropie induite montrent que celle-ci est surtout influente à des niveaux de contraintes moyens avec comme conséquence que les modules séquents d'un cycle diminuent avec elle. Par contre les paramètres élastiques ne sont pas grandement modifiés.

Suivant ces considérations, il fut décidé de rendre r_{hyst} dépendant des déformations plastiques déviatoires :

$$r_k^{hyst} = r_k^{mob} - (r_k^{mob} - r_k^{hyst})\Omega(\varepsilon_{kq}^p) \quad (\text{Eq 3.66})$$

où Ω est une fonction de la forme

$$\Omega(\varepsilon_k^{sp}) = \exp(-0.10^{-4})(\varepsilon_{kp}^p)^2 \quad (\text{Eq 3.67})$$

Avec ceci, on obtient une diminution de la déformation plastique avec les cycles, conduisant à l'accommodation des cycles. La Figure 3.43 montre le résultat des simulations des 100 premiers

cycles. On y constate qu'à la différence de la simulation sans le paramètre d'accommodation, ce modèle permet de tenir compte de l'accommodation des déformations plastiques.

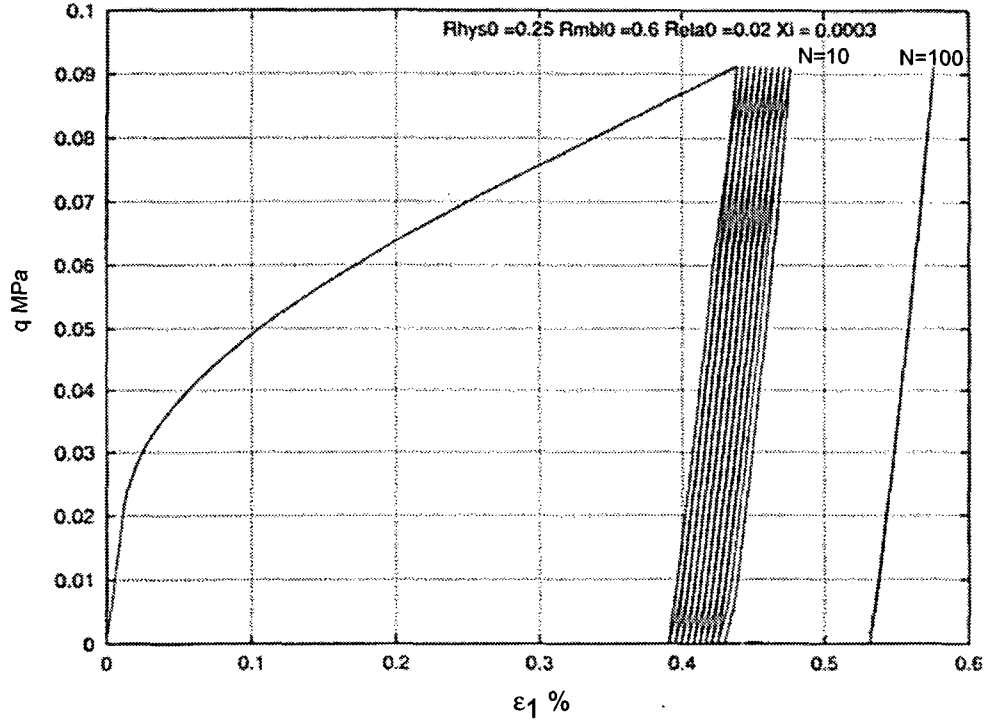


Fig. 3.43: Simulation d'un essai cyclique contrôlé en contrainte, avec le paramètre d'accommodation.

Afin de simuler également l'accumulation des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles, Chazallon utilise également le modèle que Hujeux dans sa version initiale, à un seul mécanisme, pour lequel il définit un écrouissage cinématique basé sur la surface de charge primaire. La formulation de la surface de charge s'écrit alors :

$$f = \frac{\sqrt{27J_{2D}(\sigma - \alpha)}}{MJ_1(\sigma - \alpha)} + r \ln\left(\frac{J_1(\sigma - \alpha)}{3p_c}\right) \quad (\text{Eq 3.68})$$

où la position de sa nouvelle origine est donnée par (Figure 3.44):

$$\alpha = \sigma_B + BO_2 I \quad (\text{Eq 3.69})$$

$$BO_2 \delta_{ij} = \left(\frac{p_{uc}}{p_c}\right) \delta_{ij}$$

et les lois d'écrouissage

$$dr = d\lambda \frac{3(2 - r^2)}{a_c MJ_1(\sigma - \alpha)} \quad (\text{Eq 3.70})$$

$$d\alpha = d\mu d\sigma$$

Cette formulation requiert donc la connaissance des paramètres d'écrouissage p_{uc} et a_c . p_{uc} peut être vu comme la pression de consolidation lors de la décharge et p_{uc} celle de la recharge. a_c con-

trôle l'accommodation du matériau. La Figure 3.44(a) montre dans le plan p' - q l'allure que prend le

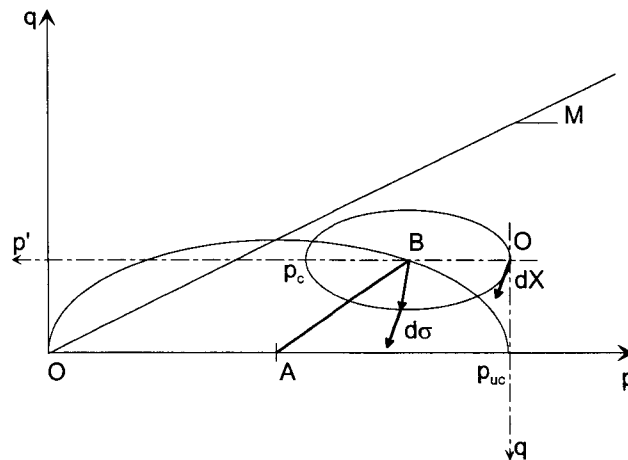


Fig. 3.44: Représentation de la surface de charge et de l'écrouissage cinématique dans le plan p' - q . Tiré de (Chazallon 2000).

surface de charge initiale et celle qui est prise en compte lors du changement de direction de la sollicitation. On y constate également la direction de l'écrouissage cinématique. La Figure 3.45 présente le résultat de simulations de 50'000 cycles avec diverses valeurs du paramètres a_c et diverses valeurs du déviateur imposé.

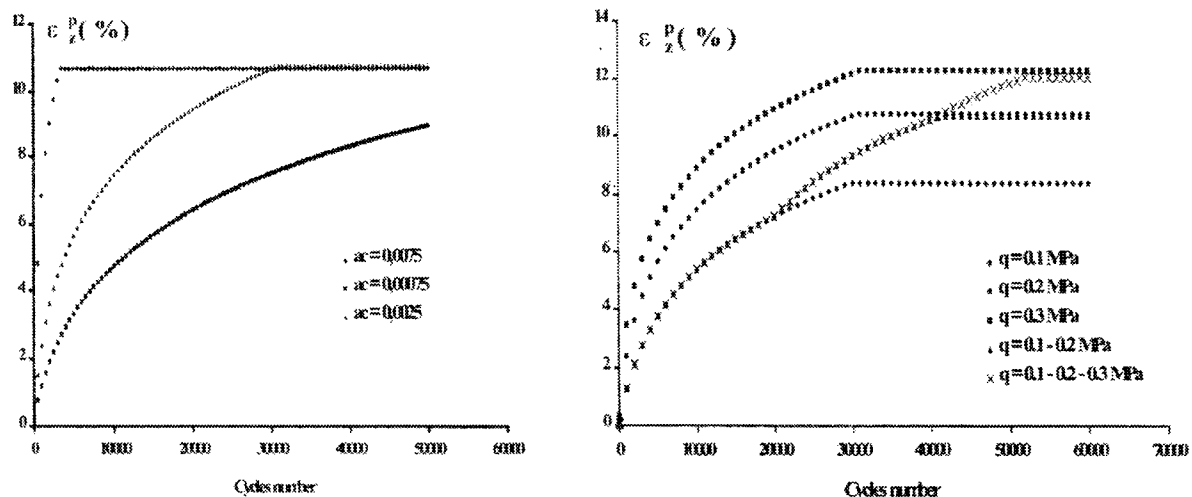


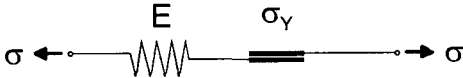
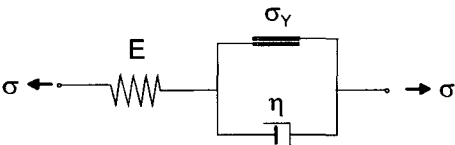
Fig. 3.45: Simulations d'un essai à grand nombre de cycles à l'aide d'un modèle élastoplastique (Chazallon 2000). (a) Influence du paramètre a_c sur l'accommodation des cycles. (b) Influence du déviateur des contraintes

3.3.4 Elasto-viscoplasticité

Les modèles viscoplastiques sont régis par les mêmes lois que les modèles élastoplastiques présentés plus haut. Cependant, ils se simplifient, notamment par le fait qu'il n'y ait pas besoin de satisfaire de condition de consistance. Afin de montrer cette différence, raisonnons en une dimen-

sion avant de généraliser à 3 dimensions. Les tableaux suivants comparent les modèles élastoplas-

Tableau 3.7 : Equations essentielles de la plasticité selon (Simo et Hughes 1998)

	Plasticité parfaite 1D	Viscoplasticité parfaite 1D
Modèle mécanique associé		
Décomposition des déformations	$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$	$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{vp}$
Relation contraintes-déformations élastiques	$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon^p) = E\varepsilon^e$	$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon^{vp}) = E\varepsilon^e$
Surface de charge	$f(\sigma) = \sigma - \sigma_Y \leq 0$	$f(\sigma) = \sigma - \sigma_Y \leq 0$
Loi d'écoulement	$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}^p &= \lambda \geq 0 \quad \text{si } \sigma = \sigma_Y > 0 \\ \dot{\varepsilon}^p &= -\lambda \leq 0 \quad \text{si } \sigma = -\sigma_Y < 0 \end{aligned}$ $\dot{\varepsilon}^p = \lambda \cdot \text{sign}(\sigma)$	$\sigma_{ex} = \begin{cases} \sigma - \sigma_Y & \text{si } \sigma > \sigma_Y \\ \sigma + \sigma_Y & \text{si } \sigma < -\sigma_Y \end{cases}$ $\sigma_{ex} = (\sigma - \sigma_Y) \text{sign}(\sigma) = \dot{\varepsilon}^{vp} \eta$ $\dot{\varepsilon}^{vp} = \frac{\langle f(\sigma) \rangle}{\eta} \cdot \text{sign}(\sigma)$
Conditions de Kuhn-Tucker	$\lambda \cdot f(\sigma) = 0, \lambda \geq 0, f(\sigma) \leq 0$	-
Condition de consistance	$\lambda \cdot \dot{f}(\sigma) = 0$	-
Paramètre de consistance (multiplicateur plastique)	$\lambda = \text{cste}$	$\lambda = \frac{\langle f(\sigma) \rangle}{\eta}$

tique et viscoplastique 1D simples. On remarque que dans la cas viscoplastique, on exprime la loi d'écoulement en calculant la contrainte dans le dash-pot et en la reliant à sa déformation par la relation viscoplastique. Cela permet ensuite de s'affranchir des conditions de Kuhn-Tucker et de la condition de consistance. Cette dernière est essentielle en élastoplasticité, car elle permet de calculer le multiplicateur plastique (voir plus loin en 3D et l'équation A-3.44) et elle impose que le point de contrainte ne peut jamais se trouver ailleurs que sur la surface de charge lors d'une charge plastique. En viscoplasticité, par contre, ce point peut être en-dehors de la surface ($f > 0$) et le paramètre de consistance ou multiplicateur plastique est déterminé directement à l'aide de la relation constitutive. Cette formulation, que l'on doit à Perzyna (Perzyna 1966), se nomme régu-

lation viscoplastique. .

Tableau 3.8 : Equations essentielles de la plasticité selon (Simo et Hughes 1998)

	Plasticité à écrouissage isotrope 1D	Viscoplasticité à écrouissage isotrope 1D
Décomposition des déformations	$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$	$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{vp}$
Relation contraintes-déformations élastiques	$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon^p) = E\varepsilon^e$	$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon^{vp}) = E\varepsilon^e$
Surface de charge	$f(\sigma, \alpha) = \sigma - [\sigma_Y + K\alpha] \leq 0$ $\dot{\varepsilon}^p = \lambda \cdot \text{sign}(\sigma)$	$f(\sigma, \alpha) = \sigma - [\sigma_Y + K\alpha] \leq 0$ $\dot{\varepsilon}^{vp} = \frac{\langle f(\sigma, \alpha) \rangle}{\eta} \cdot \text{sign}(\sigma)$
Loi d'écrouissage	$\dot{\alpha} = \dot{\varepsilon}^p = \lambda$	$\dot{\alpha} = \dot{\varepsilon}^p = \frac{\langle f(\sigma, \alpha) \rangle}{\eta}$
Conditions de Kuhn-Tucker	$\lambda \cdot f(\sigma, \alpha) = 0, \lambda \geq 0, f(\sigma, \alpha) \leq 0$	-
Condition de consistance	$\lambda \cdot \dot{f}(\sigma, \alpha) = 0$	-
Multiplicateur plastique	$\lambda = \frac{\text{sign}(\sigma)E\dot{\varepsilon}}{E+K}$	$\lambda = \frac{\langle f(\sigma, \alpha) \rangle}{\eta}$

Tableau 3.9 : Equations essentielles de la plasticité 3D selon (Simo et Hughes 1998)

	Plasticité à écrouissage isotrope 3D	Viscoplasticité à écrouissage isotrope 3D
Décomposition des déformations	$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$	$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{vp}$
Relation contraintes-déformations élastiques	$\sigma = C(\varepsilon - \varepsilon^p)$	$\sigma = C(\varepsilon - \varepsilon^{vp})$
Surface de charge	au choix $f(\sigma, h)$	au choix $f(\sigma, h)$
Loi d'écoulement	$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \cdot r(\sigma, h)$ $\dot{\varepsilon}^p = \lambda \cdot \frac{\partial}{\partial \sigma} f(\sigma, h)$	$\dot{\varepsilon}^{vp} = \frac{\langle g(f(\sigma, h)) \rangle}{\eta} \cdot \frac{\partial}{\partial \sigma} f(\sigma, h)$
Loi d'écrouissage	$\dot{h}^p = -\lambda \cdot m(\sigma, h)$ $\dot{h}^p = -\lambda D \frac{\partial f}{\partial h}(\sigma, h)$	$\dot{\alpha} = -\frac{\langle g(f(\sigma, h)) \rangle}{\eta} D \frac{\partial f}{\partial h}(\sigma, h)$
Conditions de Kuhn-Tucker	$\lambda \cdot f(\sigma, h) = 0, \lambda \geq 0, f(\sigma, h) \leq 0$	-

Tableau 3.9 : Equations essentielles de la plasticité 3D selon (Simo et Hughes 1998)

	Plasticité à écrouissage isotrope 3D	Viscoplasticité à écrouissage isotrope 3D
Condition de consistance	$\lambda \cdot \dot{f}(\sigma, h) = 0$	-
Multiplicateur plastique	$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma} C \dot{\epsilon}}{\frac{\partial f}{\partial \sigma} C r + \frac{\partial f}{\partial h} m}$	$\lambda = \frac{\langle \phi(f(\sigma, h)) \rangle}{\eta}$

L'expression 3D des équations de plasticité permet d'écrire les équations suivantes, dans lesquelles r est la direction des déformations plastiques (normal au potentiel plastique) et m la loi d'écrouissage. Les variables d'écrouissages sont rassemblées dans le vecteur h , D est la matrice des modules plastiques. On peut retrouver sans problème le cas 1D à partir de ces équations. Les méthodes d'intégration des ces équations sont évoquées ci-dessous, sans développement. On montrera dans le chapitre sur la modélisation la méthode utilisée dans notre cas et qui diffère des algorithmes classiques (radial return mapping, closest point mapping).

3.3.4.1 Viscoplasticité dans les géomatériaux

L'utilisation de modèles viscoplastiques de type Perzyna (Perzyna 1966) dans les géomatériaux est fréquent depuis les travaux de (Zienkiewicz et Corneau 1974). Le principe de ces modèles est de considérer qu'un chargement peut violer la surface de charge (pas de condition de consistance) et qu'à partir de ce moment des déformations visco-plastiques sont générées, selon :

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \Gamma \langle \phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (\text{Eq 3.71})$$

La vitesse de déformation est alors fonction de la distance qu'il existe entre le point de contrainte et la surface de charge. Cette distance qu'on appelle surcontrainte est représentée schématiquement à la Figure 3.46. Ces modèles obéissent aux équations présentées dans le Tableau 3.9 et cha-

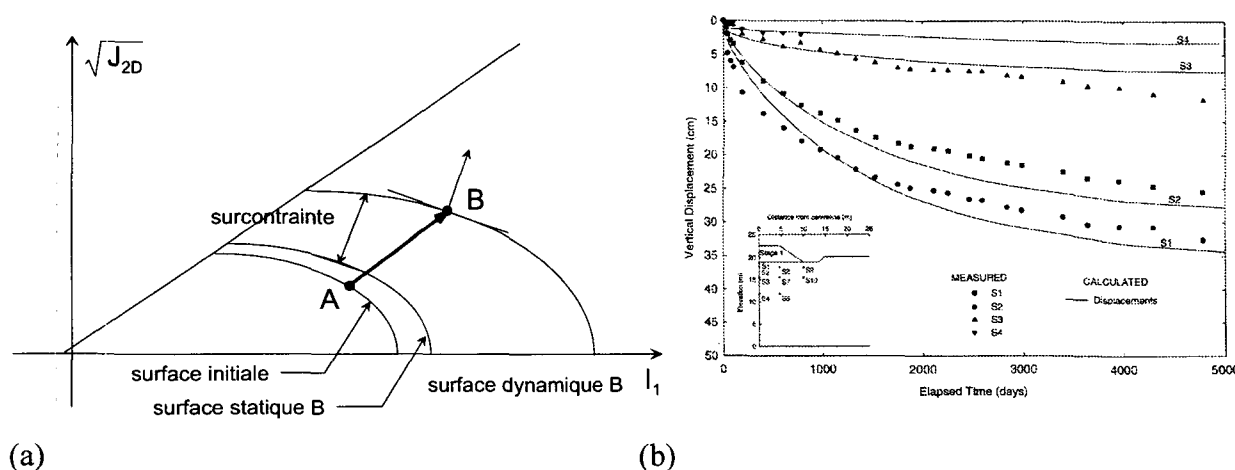


Fig. 3.46: (a) Viscoplasticité de Perzyna. Représentation des diverses surface de charges en jeu. (b) Tassement au-dessous d'un remblai calculé à l'aide d'une loi viscoplastique. Tiré de (Hinchberger et Rowe 1998).

cun utilise une surface de charge f à écrouissage isotrope et une fonction de loi d'écoulement ϕ différente basé sur la notion de surcontrainte σ_{ex} telle qu'elle apparaît au Tableau 3.7 et dans la Figure 3.46. Le Tableau 3.10 donne pour quelques exemples de modèles viscoplastiques basés

Tableau 3.10 : Choix des fonctions surface de charge et loi d'écoulement dans divers modèles de Perzyna

	Hinchberger et Rowe 1998	Laigle et Kolmayer 1998	Oka et al. 1986	Samtani 1991
surface de charge	Elliptical cap	Cam-clay	HISS	Drucker-prager
loi d'écoulement	fonction puissance	fonction exponentielle	fonction puissance ou exponentielle	fonction exponentielle

sur la théorie de Perzyna, le type de surface de charge et de loi d'écoulement utilisées.

3.3.4.2 Pseudo-viscoplasticité

(Kodaissi et al. 1985, Shahrour et Meimon 1995) ainsi que (Suiker et deBorst 1997, Suiker 1997) offrent une alternative originale de l'utilisation de la viscoplasticité dans le phénomènes cycliques : L'idée est simplement de remplacer le temps par le nombre de cycles de sollicitations. Les premiers utilisent une surface de charge de type Hujeux et ont appliqué leur modèle au calcul des tassements de fondations de plate-formes offshore. Les deuxièmes se basent sur une surface de charge de type Drucker-Prager mais ne présentent pas de validations expérimentales.

Le développement utilisé par (Suiker et deBorst 1997) a été repris dans la suite de ce travail et son détail est repris au chapitre 5 "Modèles constitutifs".

3.3.5 Rupture de grains - endommagement

3.3.5.1 Chemins monotones

La modélisation des ruptures de grains est prise en compte dans les modèles élastoplastiques par une variable interne supplémentaire d'endommagement. On ne fait pas ici une revue de base des modèles qui couplent endommagement et plasticité (Ju 1989, Kachanov 1982), mais on donne deux exemples de lois utilisées avec succès dans la modélisation des relations contraintes-déformations incluant des ruptures de grains.

(Gupta 2000) utilise de Disturbed State Concept (DSC) et le modèle HISS de Desai (présenté ailleurs : (Geiser 1999, Desai et Toth 1996, Desai et al. 1991) pour tenir compte des ruptures de grains de matériaux utilisés pour des remblais de digues. Le DSC utilise une variable d'endommagement (ou fonction de disturbance) D qui fait évoluer le comportement du matériau entre deux états : l'état intact et l'état ajusté. L'état intact (RI) correspond à l'état donné par le modèle HISS $\delta 1$ (version du modèle à écrouissage mixte) alors que l'état ajusté correspond à un état où le matériau peut supporter un chargement isotrope, sorte d'état critique. L'auteur relie la variable d'endommagement à la trajectoire des déformations plastiques ξ_D déviatoires à travers une loi hyperbolique et deux paramètres de matériaux:

$$D = \frac{\xi_D}{A+B\xi_D} \quad (\text{Eq 3.72})$$

Dans le cas du modèle de Hujieux, (Rahma 1998, Daouadji 1999) proposent comme variable, un indicateur de rupture, S , défini à l'aide de la courbe granulométrique initiale et la courbe courante, dont l'évolution, χ , est fonction de nombre de ruptures et donc de paramètres mécaniques.

La position de la droite d'état critique dans le plan $e-\ln(p)$ dépend du nombre de ruptures, donc du travail plastique, conduisant à une diminution de la pression de consolidation initiale durant le chargement.

$$p_{c0} = p_{c0i}(1-\chi(S)) \quad (\text{Eq 3.73})$$

Des corrélations ont montré que cette diminution était reliée au travail plastique par une loi de forme hyperbolique. Ainsi on peut relier l'évolution de la pression de préconsolidation à l'augmentation du travail plastique et à un paramètre, B , dépendant de l'état initial du matériau.

$$\chi(S) = 1 - \frac{p_{c0}}{p_{c0i}} = \frac{W^p}{B + W^p} \quad (\text{Eq 3.74})$$

Ainsi, la pression de consolidation de chaque mécanisme est donné par :

$$p_{ck} = p_{c0i} \left(1 - \frac{W_k^p}{B_k + W_k^p} \right) \exp(\beta \varepsilon_v^p) \quad (\text{Eq 3.75})$$

Le modèle de Hujieux ainsi présenté permet de simuler correctement des essais triaxiaux à grande pression

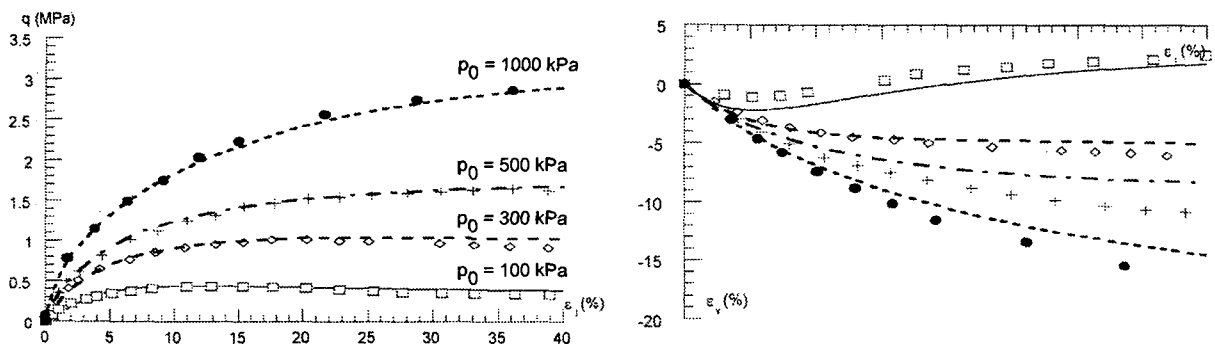


Fig. 3.47: Essai triaxiaux sur sable carbonaté dense présentant des ruptures de grains (symboles) et simulations de ces essais à l'aide du modèle de Hujieux modifié : $B=1e^5$. Tiré de (Daouadji 1999).

3.3.6 Commentaires et conclusions

Cette section décrit les approches possibles pour modéliser le comportement cyclique des matériaux granulaires. Elle montre que l'élasticité non-linéaire est bien établie avec au moins une dépendance des caractéristiques de la pression moyenne. Deux options existent pour modéliser l'accumulation des déformations plastiques : l'élastoplasticité à écrouissage mixte ou la viscoplasticité. La première modélise la totalité des cycles alors que la deuxième permet de ne modéli-

ser que les états en fin de cycles.

3.4 Conclusions.

Tout d'abord, dans ce chapitre, une description des différents aspects du comportement drainé monotone et cycliques des matériaux granulaires a été donnée. Pour le comportement cyclique, les paramètres morphologiques (granulométrie, taille et forme des grains) ainsi que des paramètres mécaniques tels que la position du chemin de sollicitation ainsi que l'amplitude de cette dernière ont une grande importance sur l'intensité et la direction des déformations plastiques (dilatantes ou contractantes). Le rôle de l'anisotropie initiale sur le comportement élastique et plastique est avéré, mais nous ne la mesurerons pas par la suite.

Les rotations de contraintes principales, qui se produisent dans un élément de fondation routière (voir section 4.2) ont tendance à accélérer la vitesse de déformation. Or il est difficile de réaliser de tels chemins en laboratoire et ainsi de reproduire correctement les sollicitations mécaniques d'une fondation routière. L'essai triaxial cyclique à contrainte de confinement variable permet néanmoins de parcourir sur des chemins proportionnels la totalité du plan $p'-q$ et prend actuellement une place prépondérante dans la caractérisation des matériaux granulaires sous chargement cyclique.

Ensuite, les ruptures de grains sont des phénomènes qui peuvent se produire lorsque les contraintes macroscopiques dépassent l'ordre de grandeur du MPa, avec une dépendance de la minéralogie et d'autres paramètres de forme. Lors de sollicitations cycliques du même ordre de grandeur, ces ruptures apparaissent lors des premiers cycles. Or, l'amplitude des sollicitations cycliques rencontrées dans les fondations routières est très inférieure (entre 5 et 10 fois) à ces contraintes de rupture et ces phénomènes n'apparaissent plus ou alors le pourraient sous forme de fatigue; à notre connaissance, personne n'a réussi à mettre en évidence ce phénomène.

Enfin, l'examen de diverses relations empiriques destinées à déterminer l'accumulation des déformations plastiques montre que la partie élastique et la partie plastique du comportement n'est pas abordée selon une théorie unique telle que l'élastoplasticité. Le fait d'introduire la non-linéarité dans les modèles élastiques est bien acceptée et la loi la plus communément admise en Europe est la loi de Boyce.

Les modèles élastoplastiques, utilisés avec succès en mécanique des sols, offre un cadre permettant de modéliser le comportement plastique des fondations routières. Cependant, comme ces modèles reproduisent la totalité du chemin (charge-décharge) ils se heurtent à des problèmes de temps de calcul et de précision lors de la prédiction du comportement d'un grand nombre de cycles (>100). A cela s'ajoute la difficulté d'estimation et de calage des paramètres. Une variante est l'utilisation de la pseudo-viscoplasticité, où le temps est remplacé par le nombre de cycles et qui permet de ne s'intéresser plus qu'aux états en fin de cycles. Cette approche sera privilégiée dans la suite de ce travail.

La prise en compte des ruptures de grains dans les modèles élastoplastiques implique l'introduction d'une variable d'écrouissage supplémentaire d'endommagement, ce qui est déjà accompli avec succès; par contre aucun de ces modèle n'a été testé en conditions cycliques.

CHAPITRE 4 : ESSAIS EN LABORATOIRE

4.1 Introduction

Ce chapitre présente tout d'abord les matériaux et les techniques expérimentales utilisés pour la réalisation des essais mécaniques cycliques. Ces essais sont divisés en deux parties. Dans un premier temps, nous avons réalisés, dans des appareils classiques de mécanique des sols (triaxial et cisaillement simple) des essais à faible nombre de cycles (5) sur un sable, afin de déterminer l'importance que revêtent les rotations de contraintes principales dans le comportement de ce matériau.

Ensuite, des essais à grand nombre de cycles (80'000 à 250'000 cycles) sont réalisés sur une grave routière composée de matériau brut d'excavation de tunnel. Afin d'avoir un volume représentatif, ces essais nécessitent des échantillons de grand diamètre. Cette partie a demandé le développement d'un oedomètre de grand diamètre ($\phi=250$ mm) ainsi que la réalisation d'essais triaxiaux cycliques ($\phi=160$ mm) hors de notre laboratoire. Elle a pour but de mesurer l'augmentation de la rigidité et l'accumulation des déformations permanentes (ou plastiques) de ces matériaux en fonction du nombre de cycles.

Enfin, dans le but de déterminer si le matériau se dégrade lors des sollicitations monotones ou cycliques (phénomène de fatigue), une procédure d'analyse et de mesures des grandeurs morphologiques des granulats par imagerie numérique est mise en place avec notamment l'estimation de l'angularité des grains par la transformée de Hough.

4.2 Matériaux

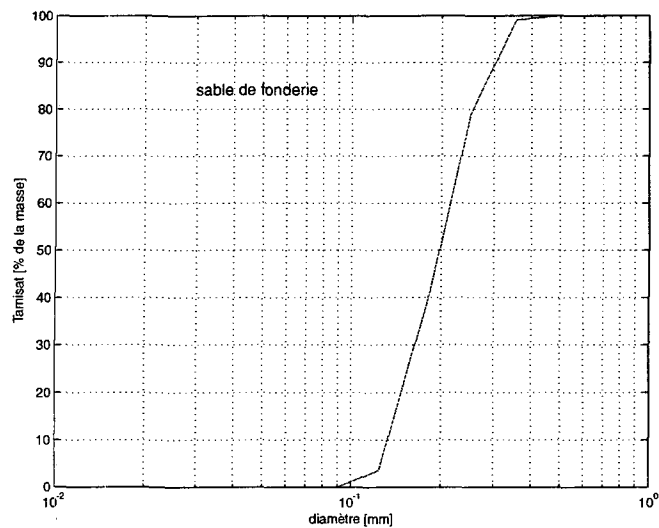
4.2.1 Introduction

Dans cette section on présente les différents matériaux utilisés pour nos essais ainsi que les résultats des essais classiques de caractérisation.

4.2.2 Sable de quartz

Ce sable est composée de grains quartziques dont la taille maximale est de 0.5 [mm]. Il possède une granulométrie droite. La taille des grains, leur composition siliceuse ainsi que les états de contraintes imposés lors des essais sur ce matériau (voir section 4.4.2) permettent d'exclure la pos-

sibilité de ruptures de grains.



(a)

Tableau 4.1 :

sable de fonderie	
e_{\max}	0.91
e_{\min}	0.53
d_{50} [mm]	0.20
d_{60}/d_{10} [-]	1.7

(b)

Fig. 4.1: (a) Granulométrie du sable quartzique. (b) Caractéristiques du sable quartzique.

4.2.3 Calcaire de Varen

Le matériau utilisé pour les essais sur grave routière provient de l'excavation à l'explosif du tunnel ferroviaire de Leuk-Varen en Valais. Le matériau brut contient une grande part de fines, 20 % de la masse étant constitué de grains plus petits que 0.1 [mm] (voir Figure 4.2b). Tel quel, il ne satisfait pas les standards granulométriques de la VSS. De plus, la fraction du matériau brut plus petite que 4 mm est relativement discontinue (présence de 10% de matière entre 0.1 et 1 mm, sans sables ni gravillons).

Le matériau brut est lavé et séparé en 4 fractions (0-4, 4-8, 8-16, 16-31.5 [mm]). Pour des questions de quantités de fabrication, la fraction 0-4 [mm] est remplacée par du sable d'Arvel lavé, de minéralogie différente mais de granulométrie plus étendue. Ceci permet de reconstituer une grave qui respecte les fuseaux prescrits par la VSS (VSS_SN_670-210 1997) (représentés sur la Figure 4.2b) et dont la partie fine est aussi réduite que possible. On nomme par la suite cette granulométrie G1 (Figure 4.2b). Le remplacement de la partie fine est motivé par le fait qu'on cherche à avoir un matériau présentant le minimum de contact par grains afin d'augmenter, sous une charge donnée, les forces intergranulaires et d'arriver éventuellement à la rupture de certains grains. Pour

cela, il faut le moins de fines possibles, car elles ont tendance à remplir les vides de l'échantillon, à l'homogénéiser et à créer des contacts qui réduisent les forces intergranulaires.

Une autre granulométrie, dénommée G2, est utilisée pour les essais de ruptures de grains, qui est composée uniquement de la fraction 8-16 [mm] (voir Figure 4.2b).

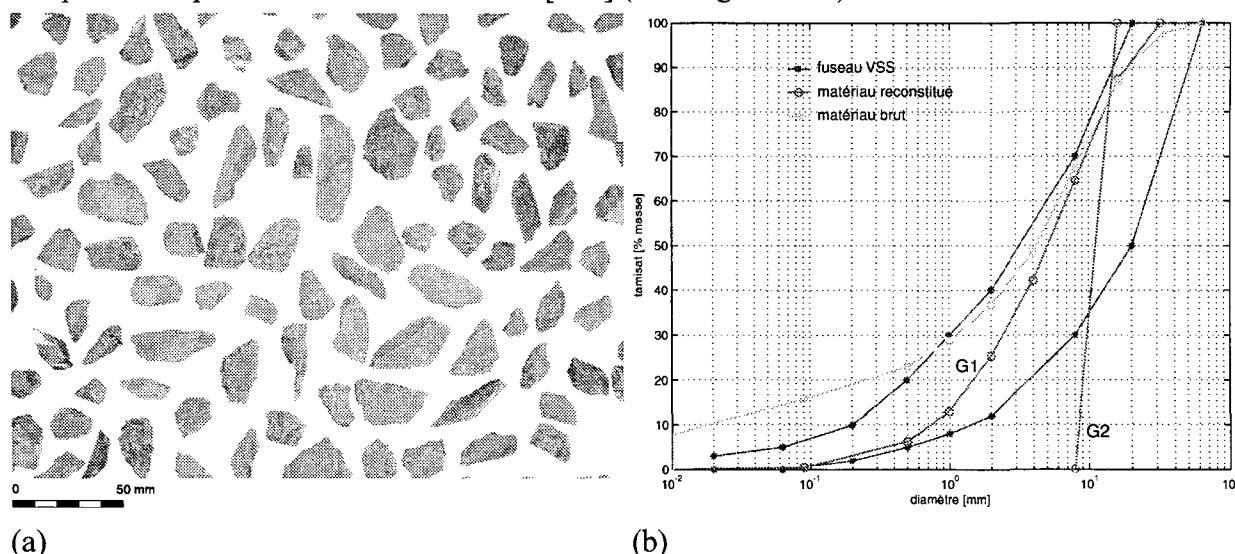


Fig. 4.2: (a) Calcaire de Varen, photographie des grains de la fraction 16-31.5 mm. (b) granulométries utilisées lors de nos essais

Comme première étape de caractérisation de ce matériau, un examen pétrographique, un essai Los Angeles et une détermination de la cubicité des grains ont été réalisés. Ensuite, trois essais Proctor modifiés ($E=1.23 \text{ MJ/m}^3$) à des teneurs en eau différentes, suivis d'un CBR permettent d'estimer la teneur en eau optimale et la capacité de cette grave à former une fondation routière (VSS_SN_670-320b 1994).

L'examen pétrographique montre qu'il s'agit d'un calcaire marneux avec des inclusions de calcite présentant une forte schistosité et de nombreux plans de fracturation. A partir des essais Proctor, on trouve une teneur en eau optimale de 3 % pour une masse volumique sèche de $1.94 \text{ [t/m}^3\text{]}$ et un coefficient CBR correspondant de 40. Le coefficient CBR déterminés à la teneur optimale plus ou moins 1% est de 28. La valeur du coefficient CBR trouvé est tout à fait admissible pour un matériau de construction routière censé composé une couche de fondation, puisqu'il permet de classer le classer dans la classe de portance élevée (VSS_SN_640-317 1997).

Les mesures de cubicité exécutées sur 3 fractions du matériau montrent que celui-ci ne satisfait pas les standards (VSS_SN_670-210 1997) puisque plus de 70 % des grains sont non cubiques contre 50 % au maximum exigé en Suisse. L'examen de cubicité fournit également des renseignements sur l'allongement et l'aplatissement des grains (pour les définitions de ces grandeurs, voir Figure 3.23). Sur la base de ces valeurs (voir Tableau 4.1), les grains peuvent être qualifiés d'allongés et plats : ce sont des aiguilles. La Figure 4.2(a) montre la forme des granulats produits pour la fraction 8-16 [mm]. On y distingue leur forme allongée ainsi que leur angularité. Nous reviendrons sur ce point dans la section 4.3.7.5.

Les valeurs du coefficient Los Angeles déterminé sur ces trois fractions sont également supérieures aux standards en vigueur en Suisse (VSS_SN_670-130 1998) qui fixent un seuil à 23 (25 pour les granulats plus petits que 11 mm). Cependant, ces valeurs sont valables pour les matériaux utilisés dans les couches de support et sont trop restrictives pour les matériaux de fondation de chaussées.

Cette haute valeur est due à la forme des grains plutôt qu'à la minéralogie. Le Tableau 4.1 résume

Tableau 4.1 : Essais caractéristiques sur le calcaire de Varen.

Fraction	Los Angeles	Cubicité (% < 0.4)	Allongement	Aplatissement	CBR
16-22	42	75	0.67	0.44	40 (28)
11-16	32	69	0.61	0.50	
6-11	30	76	0.59	0.51	

ces résultats.

La réalisation d'essais de compression simple sur la roche intacte donne des résultats très dispersés puisque que celle-ci présente de nombreux plans de discontinuités et de schistosités. Ainsi on trouve des valeurs de résistance à la compression simple variant entre 50 et 150 Mpa.

4.2.4 Grès de Villarlod

Dans le but de posséder un matériau rocheux possédant une résistance mécanique moindre, on choisit le grès molassique de Villarlod. Cette roche, destinée à la construction de bâtiments, provient de déchets de carrière; elle a été concassée puis tamisée aux fractions désirées. Le Tableau 4.2 en donne quelques caractéristiques mécaniques. Elle présente une densité et une résistance à la compression plus faibles que celles du calcaire de Varen. En outre, sa forte porosité le rend impropre à la construction routière puisque cela le rend sensible à l'eau.

Tableau 4.2 : Caractéristiques mécaniques du grès de Villarlod, tiré de (Felix 1977). ρ_d : masse volumique de la roche. ρ_s : masse volumique des minéraux, $R_{c,sec/sat}$: résistance à la compression simple sèche et saturée.

ρ_d [to/m ³]	ρ_s [to/m ³]	n [-]	$R_{c,sec}$ [Mpa]	$R_{c,sat}$ [Mpa]
2.26	2.66	0.15	67 (52) ^a	17 (17)

a. valeur entre parenthèse = parallèle à la stratification, sinon perpendiculaire à cette dernière

4.2.5 Conclusion

Cette section a présenté les matériaux utilisés lors de cette étude ainsi que leurs paramètres principaux déduits d'essais standards. Pour les roches entrant dans la composition d'une grave routière (calcaire de Varen et grès de Villarlod), on a affaire à deux matériaux de minéralogie différente et de comportement mécanique également différent. On constate que ces deux matériaux seraient classés comme impropres pour la composition d'une grave de construction routière, le premier à cause de ces formes trop plates et allongées et le deuxième à cause de sa faible résistance; on le qualifierait «d'élément tendre» selon (VSS_SN_670-120 1997).

4.3 Techniques expérimentales

4.3.1 Introduction

Cette section présente les divers appareils et techniques utilisées pour les essais de caractérisation en laboratoires. Elle présente également le développement d'un essai offrant une alternative optique aux méthodes standards pour la détermination des paramètres morphologiques de granulats (allongement, angularité ...).

4.3.2 Compression triaxiale conventionnelle (CTC) et cisaillement simple (SS)

L'essai triaxial est réalisé à l'aide d'une cellule GDS (GDS 1996), dont une représentation est donnée à la Figure 4.3. Il s'agit d'une cellule de type Bishop-Wesley (Bishop et Wesley 1975)

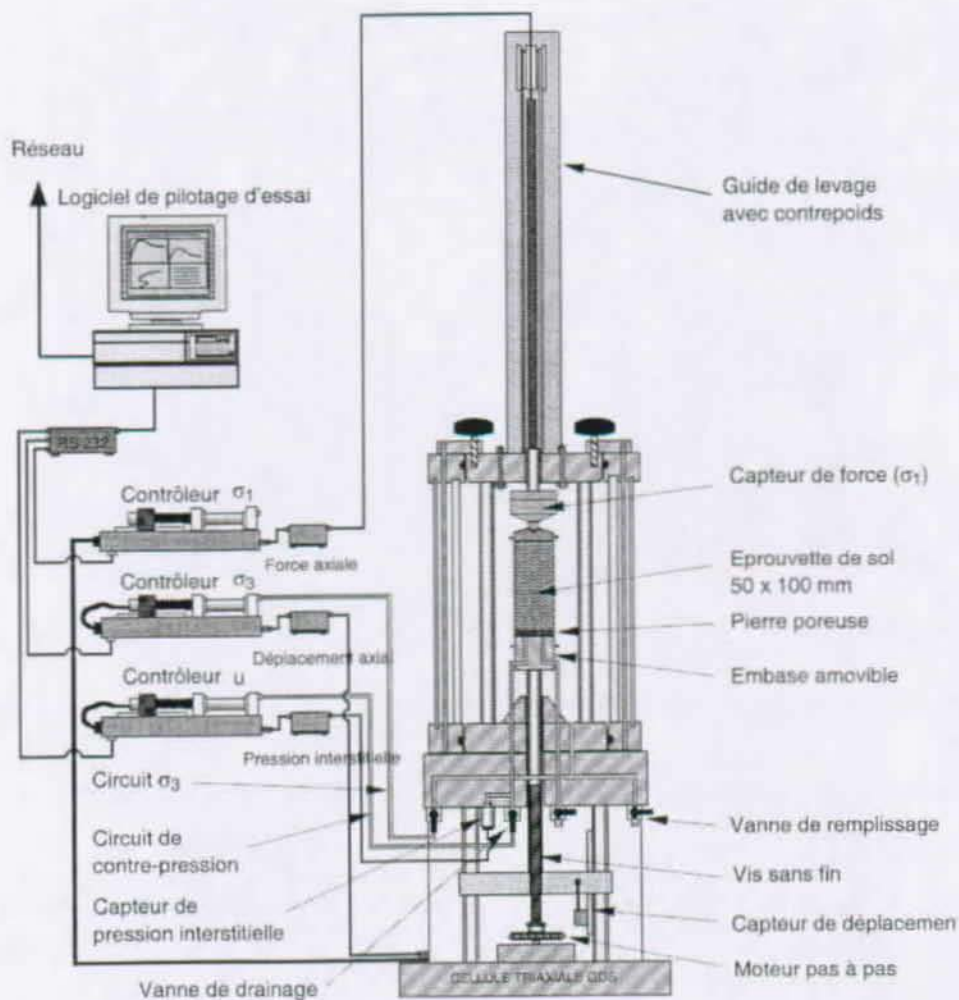


Fig. 4.3: Schéma d'une cellule triaxiale GDS.

(Head 1986) avec un asservissement de la pression cellulaire et de la pression interstitielle par deux contrôleurs GDS Standards, le deuxième permettant également de mesurer les variations de volume de l'échantillon. Ce dernier mesure 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Les diver-

ses caractéristiques (résolution et précision des capteurs de mesures utilisés) sont données à l'Annexe 5.

L'essai de cisaillement simple est réalisé à l'aide de l'appareil GEONOR (GEONOR 1982). Une

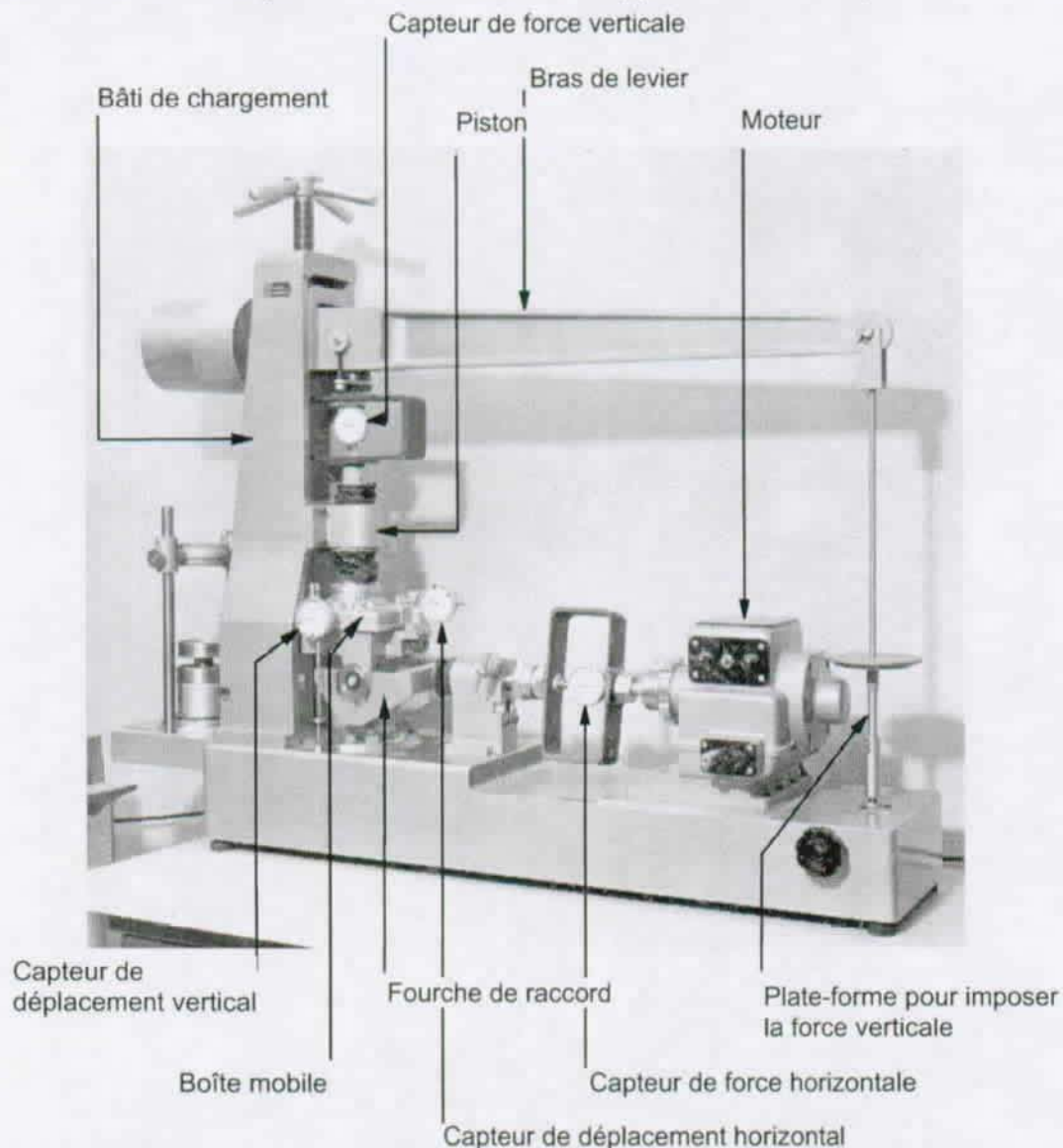


Fig. 4.4: Schéma général du GEONOR. Le type de capteurs utilisés pour acquérir les grandeurs mesurées sont des capteurs électroniques et non ceux représentés sur la photo.

photographie de cet appareil est donné à la Figure 4.4. L'échantillon, d'une taille de 50*18 mm est contenu dans une membrane frettée de spires métalliques. La surface des pierres permettant d'imposer le cisaillement a dû être modifiée afin que un plan de rupture ne naisse pas entre elles et l'échantillon. Pour cela, on y a collé des grains du même sable utilisé lors des essais.

4.3.2.1 Mise en place

La mise en place des échantillons est faite selon la procédure du LMS pour les essais sur sable moyennement dense à dense. Pour les échantillons moyennement denses ($D_r = 50$ à 75%), la procédure de mise en place utilise la pluviation sèche puis l'échantillon est saturé par circulation de CO_2 puis d'eau déminéralisée désaérée. La procédure détaillée de mise en place est décrite l'

Annexe 4. Pour les échantillons denses ($Dr = 90\%$), la mise en place se fait à la cuillère, sous eau et en pilonnant le matériau. La consolidation et le cisaillement se fait ensuite avec une contre-pression de 200 [kPa]. La saturation de l'échantillon est vérifiée à posteriori, en comparant la mesure de teneur en eau finale avec sa valeur calculée sur la base des volumes d'eau échangés entre l'échantillon et le contrôleur durant l'essai.

Dans le cas du cisaillement simple, la mise en place se fait à la cuillère. Le matériau est pesé et compacté jusqu'à arriver à la compacité désirée. L'échantillon est sec et son diamètre est de 50 mm pour 18 mm d'épaisseur.

4.3.3 Mesures acquises

Chacun de ces deux essais permettent de mesurer les grandeurs suivantes présentées schématiquement à la Figure 4.5 et dans le Tableau 4.3. Pour le GEONOR, la mesure de la contrainte radiale

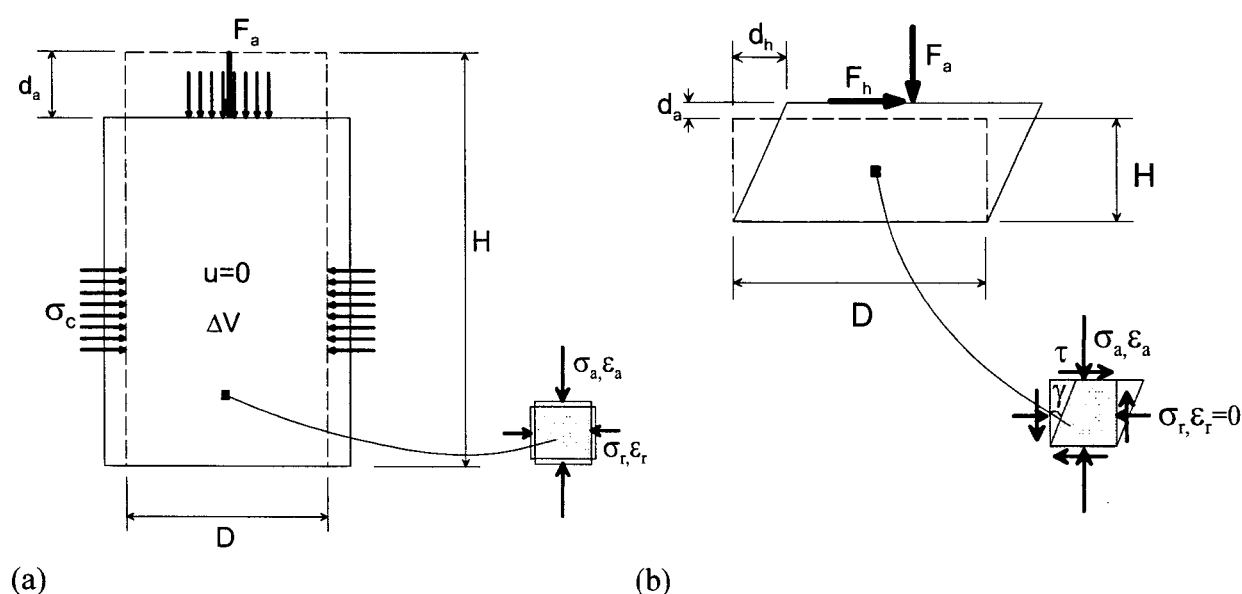


Fig. 4.5: a) Définitions des grandeurs mesurées sur un échantillon triaxial. b) Définitions des grandeurs mesurées sur un échantillon de cisaillement simple GEONOR.

n'a pas été faite. Elle pourrait néanmoins l'être par la mesure des variations de résistance des spirales qui frettent l'échantillon. On estime donc un coefficient K_0 de 0.5 sur la base de la relation de Jacky :

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (\text{Eq 4.1})$$

et en sachant que l'angle de frottement de ce sable de fonderie est de 30° (voir la section 4.4.3). Cette hypothèse sur la valeur de K_0 est très importante. Elle va régler les valeurs de consigne à donner aux deux appareils afin qu'ils parcourent le même chemin en p' - q .

Tableau 4.3 : Grandeurs mesurées sur les appareils

GDS	GEONOR
Contrainte de confinement σ_c	Force verticale F_a
Variation de pression interstitielle Δu ($=0$)	Force de cisaillement horizontal F_h
Force de cisaillement axiale F_a	Déplacement vertical d_a
Déplacement axial d_a	Déplacement horizontal d_h
Variation de volume ΔV	

Les valeurs calculées et déduites de ces grandeurs sont résumées dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4 : Grandeurs déduites des mesures

GDS	GEONOR
Contrainte radiale effective	Contrainte axiale effective $\sigma_a = \frac{F_a}{S}$
$\sigma_a = \frac{F_a}{S(1-\varepsilon_a)} + \sigma_r$	Contrainte radiale effective (K_0 admis) $\sigma_r = K_0 \frac{F_a}{S}$
Contrainte axiale effective $\sigma_r = \sigma_c - u$	Contrainte tangentielle $\sigma_{ar} = \frac{F_h}{S}$
Déviateur $q = \frac{F_a}{S(1-\varepsilon_a)}$	Déformation axiale $\varepsilon_a = \frac{d_a}{H}$
Déformation axiale $\varepsilon_a = \frac{d_a}{H}$	Déformation radiale $\varepsilon_r = 0$
Déformation volumique $\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V}$	Déformation tangentielle $\gamma_{ar} = \frac{d_h}{H} = 2\varepsilon_{ar}$
Déformation radiale $\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2}$	

4.3.4 Oedomètre de grand diamètre

4.3.4.1 Développement de l'appareil

La Figure 4.6 est un schéma de l'oedomètre de grand diamètre développé pour les essais sur la grave de fondation routière. Il s'agit d'un cylindre d'acier dont la paroi, de 5 mm d'épaisseur, est instrumentée de jauges de déformations montées par paire en pont de Wheathstone (voir Figure 4.7b). Elles permettent d'avoir accès aux déformations tangentielles du moule et ensuite par la théorie de l'élasticité axisymétrique (voir Annexe 3) aux déformations et aux contraintes radiales

sur l'échantillon. La Figure 4.7 montre la position des jauges de contraintes sur le moule, à mi-

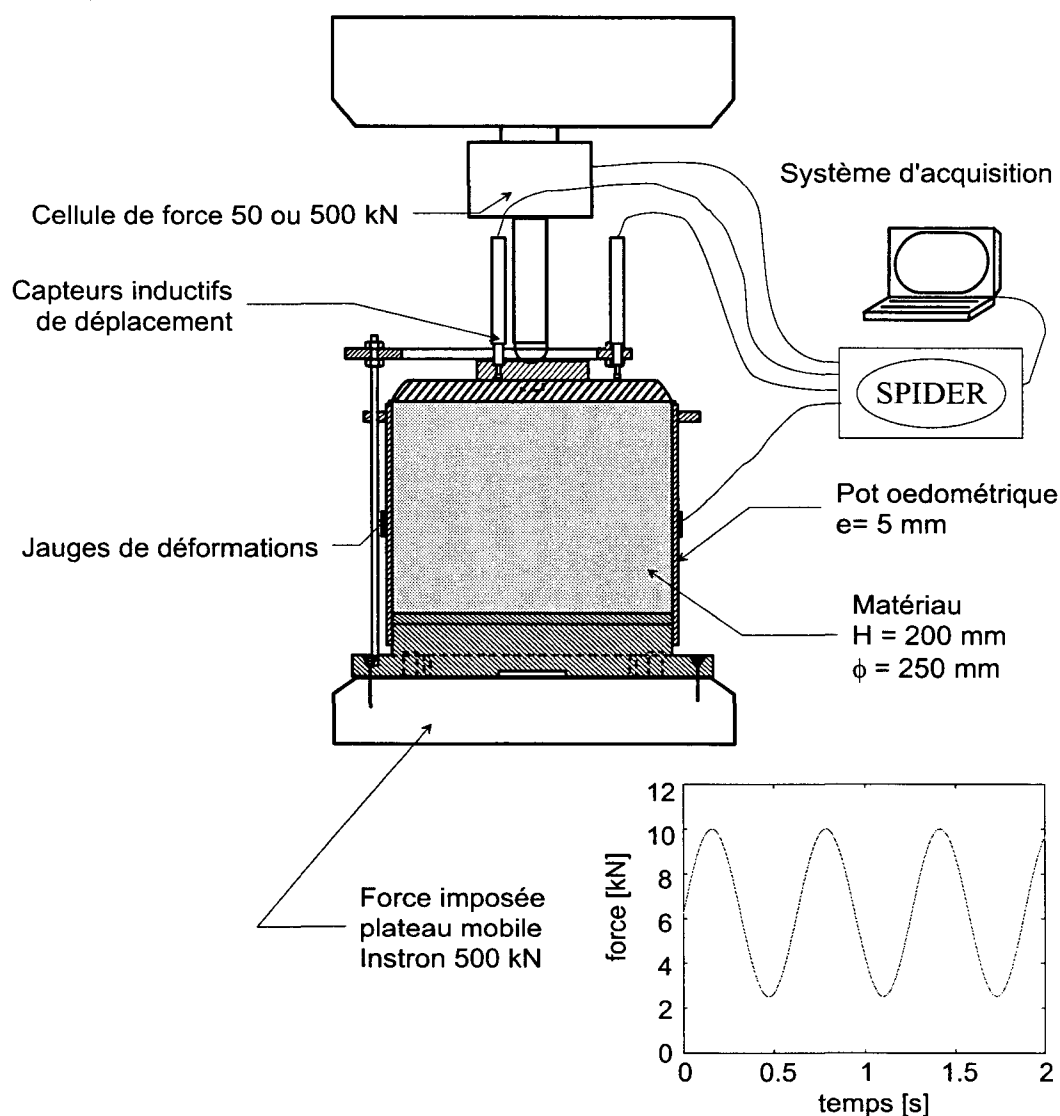


Fig. 4.6: Schéma de l'oedomètre de grand diamètre.

hauteur de ce dernier, ainsi que le schéma de fonctionnement du pont de Wheatstone. Chaque branche du pont contient 2 jauges, ce qui permet d'avoir 4 points de mesures de la déformation tangentielle qui sont ensuite moyennés par le pont. La tension de déséquilibre du pont v_m s'écrit alors (Asch 1983):

$$v_m = \frac{e_s \Delta R}{2 R} \quad (\text{Eq 4.2})$$

où e_s est la tension d'alimentation du pont et R la résistance des jauges. La relation entre variation de longueur et variation de résistance de la jauge est donnée par :

$$\frac{\Delta R}{R} = K_G \frac{\Delta l}{l} \quad (\text{Eq 4.3})$$

où K_g est le facteur de jauge égal à 2 dans notre cas. On peut donc écrire :

$$\frac{v_m}{e_s} = \frac{\Delta R}{2R} = \frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_\theta \quad (\text{Eq 4.4})$$

et ainsi, la valeur de la déformation tangentielle est égale à la valeur de la lecture à la sortie du pont. La contrainte radiale sur l'échantillon est déduite de l'équation 3.22 de l'Annexe 3, qui est une expression générale de la formule du tube :

$$\sigma_r = \frac{E\varepsilon_\theta t}{r} \quad (\text{Eq 4.5})$$

ou r est le rayon de l'échantillon et t son épaisseur.

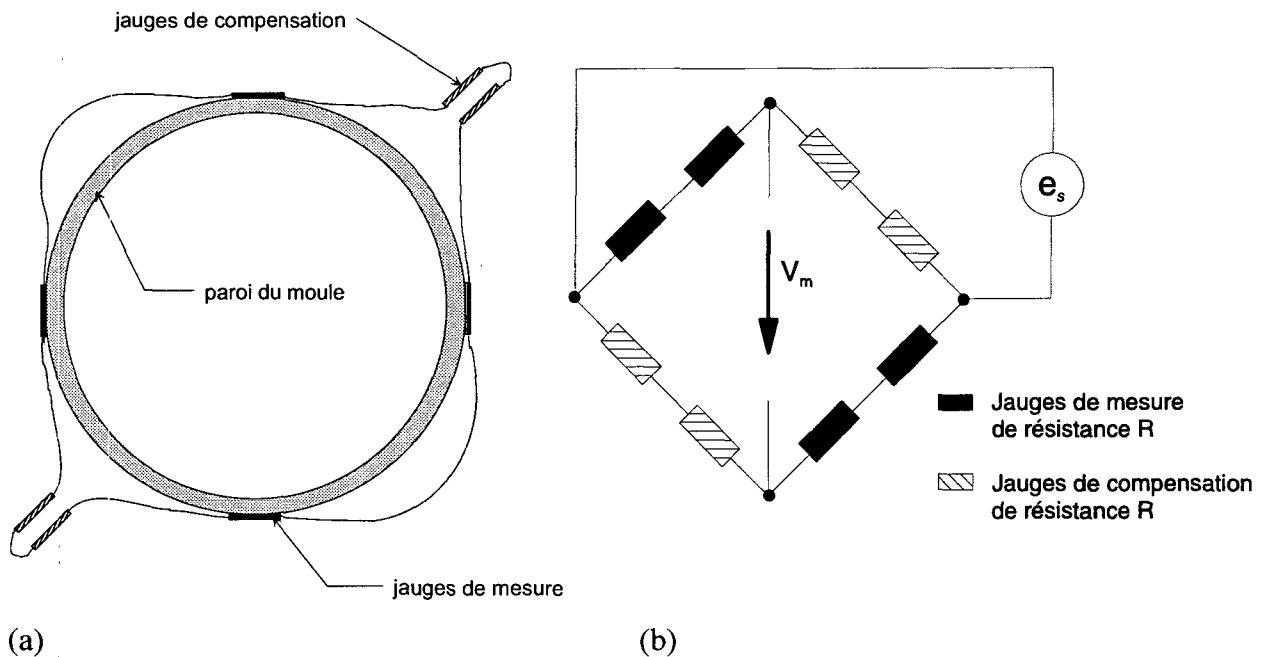


Fig. 4.7: (a) Position des jauges de contraintes sur la circonférence du moule. (b) Schéma du pont de Wheatstone.

Les autres capteurs utilisés sont 3 capteurs inductifs de déplacement (du type palpeur) et deux capteurs de force d'une capacité de 50 [kN] ou de 500 [kN] selon le type d'essai réalisé.

Les sollicitations sont imposées en force axiale. Cette force à la forme d'une sinusoïde dont l'amplitude est constante durant l'essai et de fréquence 1 [Hz]. Afin de se rapprocher du cas réel du passage d'un essieu, la force minimale devrait être égale au poids des terres au dessus de la fondation routière. Etant donné la faible couverture qui existe sur ce type de couche (~20-100 cm), la contrainte axiale minimale devrait être de 5 à 20 [kPa]. Le poids de la plaque de tête suffit pour atteindre cette contrainte, ce qui implique que la force minimale de sollicitation devrait être nulle. Or, il est difficile de descendre en dessous de 5% de la force nominale du capteur de force et d'assurer encore un asservissement de la machine. Avec le capteur de 500 [kN], cela revient à une

force de 25 [kN] (une contrainte de 500 [kPa]), alors que pour le capteur de 50 [kN] cette force minimale est de 2,5 [kN] ou 50 [kPa].

4.3.4.2 Mesures acquises

L'acquisition des mesures se fait à travers des cartes d'acquisitions HBM SR55 et SR01, 12 bits, installées dans un SPIDER 8 (HBM) qui permettent l'acquisition dynamique de chaque grandeur simultanément. L'acquisition consiste à mesurer 10 cycles de sollicitations en continu chaque 1000 cycles, dans le cas des essais cycliques.

Le système d'acquisition permet de choisir la fréquence d'échantillonnage F_e et la fréquence de coupure F_c du filtre passe-bas inclus. La fréquence d'échantillonnage est choisie très en dessus du double de la fréquence haute du spectre de sollicitation et respecte le théorème de Shannon (deCoulon 1996). Dans notre cas, on choisit $F_e = 50$ mes/s

$$F_e \geq 2F_s \quad (\text{Eq 4.6})$$

Dans le cas de notre chaîne d'acquisition, chaque fréquence d'échantillonnage propose 4 valeurs de fréquence de coupure. Pour notre cas (F_e de 50 mes/s), on choisit la plus haute possible qui est de 5 Hz.

4.3.4.3 Mise en place de l'échantillon

La mise en place de l'échantillon est faite par compactage «dynamique» suivant les standards de l'essai Proctor (VSS_SN_670-330b 1989). L'essai de référence est l'essai Proctor Grand Moule avec une énergie de compactage de 0.59 [MJ/m³]. Puisque le volume de l'échantillon est différent de celui admis dans la norme, il a fallu adapter l'appareillage d'essai et notamment la dame secteur utilisée, afin que son poids corresponde au standard. La machine de compactage utilisée ne permettant pas la hauteur de chute préconisée par le standard grand moule, nous avons également adapté le nombre de coups nécessaires pour obtenir l'énergie désirée pour une hauteur de chute plus faible. Ces diverses modifications sont résumées dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5 : Paramètres des différents essais Proctor.

Différents essai Proctor	CBR (Kentucky)	Grand Moule	Grand Moule LMS
Diamètre du moule [m]	0.152	250	250
Hauteur de l'échantillon [m]	0.127	0.2	0.2
Volume de l'échantillon [m ³]	2.305*10 ⁻³	9.817*10 ⁻³	9.817*10 ⁻³
Masse de la dame [kg]	4.54	15	15
Hauteur de chute [m]	0.457	0.6	0.3
Nombre de couches [-]	5	3	3
Nombre de coups par couches [-]	26	22	44
Energie de compactage [MJ/m ³]	1.2	0.59	0.59

Notons que ces standards diffèrent de l'essai utilisé habituellement en géotechnique routière au LMS, qui est le Proctor modifié réalisé dans un moule CBR avec une énergie de compactage totale de 1.2 [MJ/m³]. L'échantillon de grave est mis en place à sa teneur en eau optimale qui est de 3%. Cette procédure de mise en place a permis d'atteindre des densités initiale ou des indices

de vides tout à fait reproductibles. Le Tableau 4.6 résume ces caractéristiques pour chaque essai exécuté.

Tableau 4.6 : Conditions initiales des échantillons oedométriques

Essais	ρ_d [t/m ³]	e_0 [-]	w_{final} [%]	S_r [%]
Va1-OED1c	1.93	0.41	2.4	15
Va1-OED2c	1.94	0.40	2.7	16
Va1-OED4c	1.92	0.41	2.5	20
Va1-OED8c	1.89	0.44	?	18
Va1-SOU4c	1.91	0.42	2.6	17

4.3.5 Oedomètre à paroi souple de grand diamètre

Afin de trouver une alternative à l'essai triaxial cyclique (voir section 4.3.6), nous avons développé un pseudo-appareil triaxial en incluant une paroi souple (néoprène) à l'intérieur du moule en acier afin de libérer les déformations radiales. Cette méthode ne permet pas de contrôler la contrainte ou la déformation radiale et ainsi la pente de la sollicitation. Celle-ci est fixée par la rigidité de la membrane (voir Figure 4.9a). Il importe donc de choisir correctement le matériau de la membrane.

4.3.5.1 Développement de l'appareil

Le même moule oedométrique qu'auparavant est utilisé, dont l'intérieur est tapissé d'une paroi en néoprène (voir Figure 4.8a). On ne mesure cependant plus la déformation tangentielle de la paroi en acier mais on mesure la déformation radiale de surface intérieure de la membrane en néoprène en contact avec l'échantillon et ceci à l'aide de pastilles de mesures en acier et de capteurs inductifs de proximité (type HBM Tr102, voir Figure 4.8b). Le développement des relations d'élasticité permettant de relier les déplacements de la membrane aux contraintes radiales sont données à l'Annexe 3. La Figure 4.9a représente théoriquement le changement de chemin auquel on peut s'attendre si on utilise une membrane de 10 mm d'épaisseur avec un module de 25 Mpa et un coefficient de Poisson de 0.4.

Le néoprène possède des caractéristiques élastiques intéressantes pour notre problème; malheureusement il s'agit également d'un matériau visqueux. Son comportement va donc dépendre de la température et de la vitesse de chargement. Dans notre cas, la température va certainement évoluer puisque, bien qu'isolé du plateau mobile par une planche de bois, le moule va chauffer à cause des circulations d'huile dans la machine. Un test oedométrique sur cette membrane (une compression uniaxiale dans le plan de la membrane avec blocage des déplacements latéraux mais pas axiaux) montre un comportement non-linéaire avec la présence d'une hystérèse (Figure

4.9b). La vitesse de chargement est de $1,5 \cdot 10^{-4}$ /s.). Néanmoins, par la suite nous négligerons la

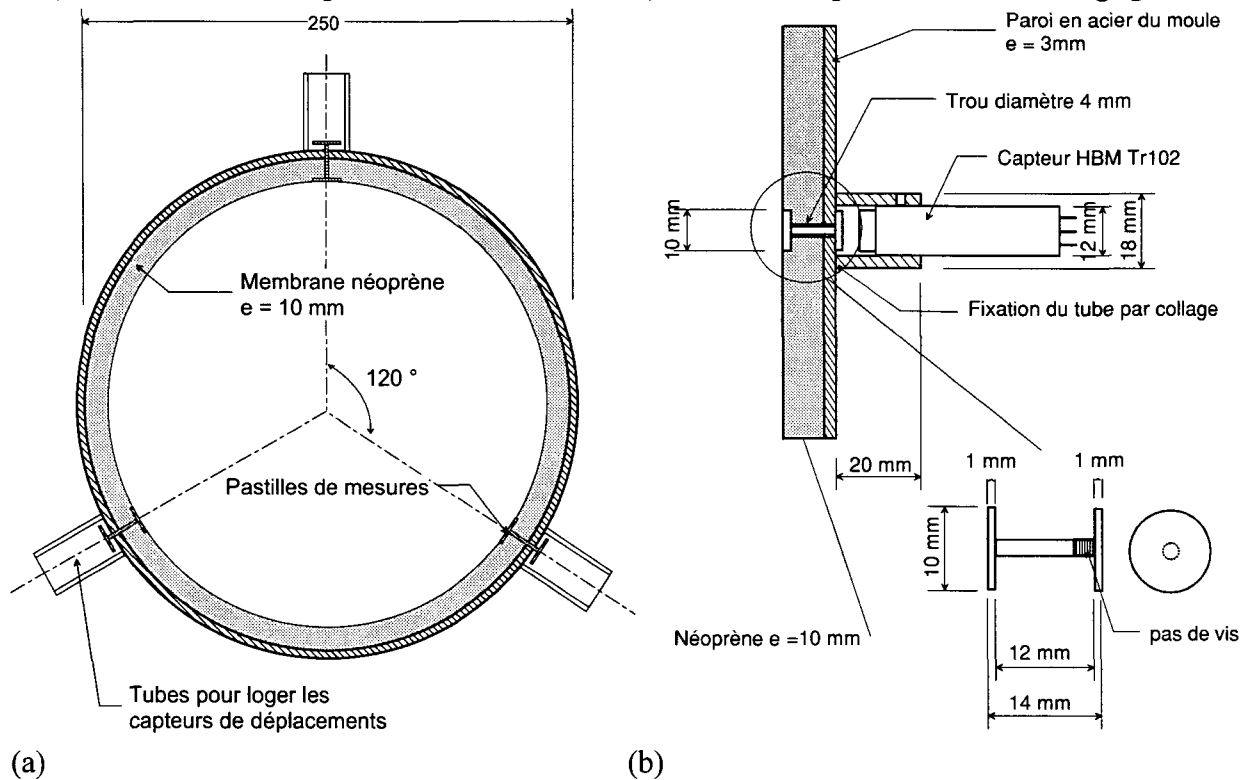


Fig. 4.8: (a) Coupe horizontale à mi-hauteur du moule à paroi souple avec position des pastilles de mesures. (b) Coupe verticale de la paroi du moule et détail des pastilles de mesures.

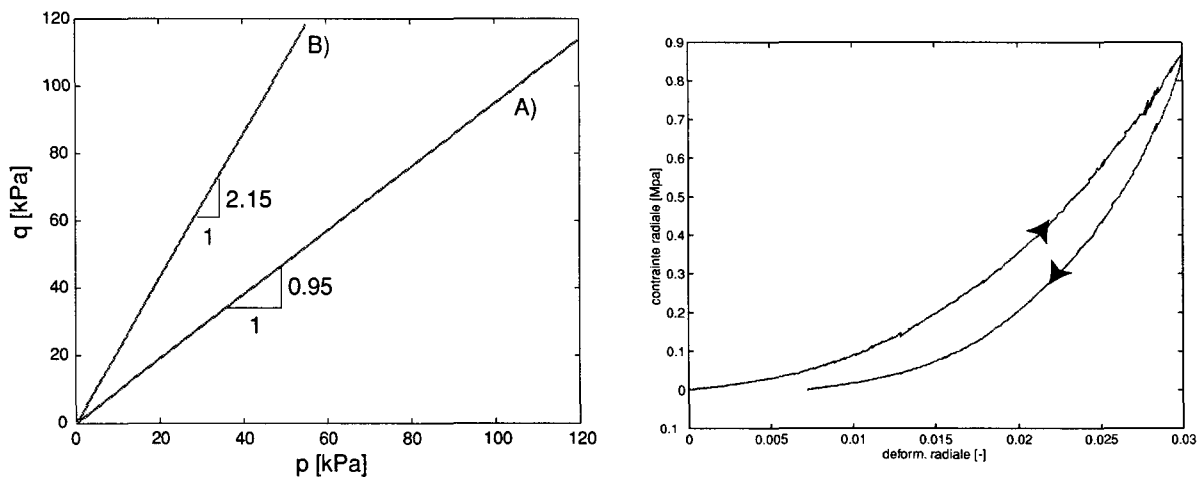


Fig. 4.9: (a) Changement de chemin de sollicitation en passant de l'oedomètre classique B) à l'oedomètre à paroi souple A). $E_{\text{membrane}} = 25 \text{ Mpa}$, $\nu_{\text{membrane}} = 0.2$, $E_{\text{ech.}} = 250 \text{ Mpa}$, $\nu_{\text{ech.}} = 0.4$. (b) Comportement du néoprène sous chargement uniaxial avec freinage latéral.

partie visqueuse du comportement de la membrane et prendrons un module élastique linéaire pour l'intervalle de contraintes rencontré lors des essais. Les modules tangents de la courbe de la

Figure 4.9b, qui correspondent à des modules oedométriques étant donné les conditions de l'essai, varient de 10 à 120 [Mpa] selon la contrainte appliquée.

4.3.5.2 Etalonnage

L'étalonnage des capteurs de déplacements radiaux est un des inconvénients de cet appareillage. Cet étalonnage se fait en deux étapes.

- Détermination de la relation ($\mu\text{m}/\text{mV}$) entre la distance du capteur à la pastille lorsque celle-ci est en place.
- Détermination de la relation contrainte radiale - déplacement radial de la membrane. Ceci permet une comparaison avec l'étude théorique et la détermination du module élastique du néoprène à prendre en compte lors des calculs.

La première partie se fait en laissant le système moule-pastille immobile et en bougeant le capteur de proximité. La deuxième est plus compliquée, puisqu'il nécessite un système permettant de

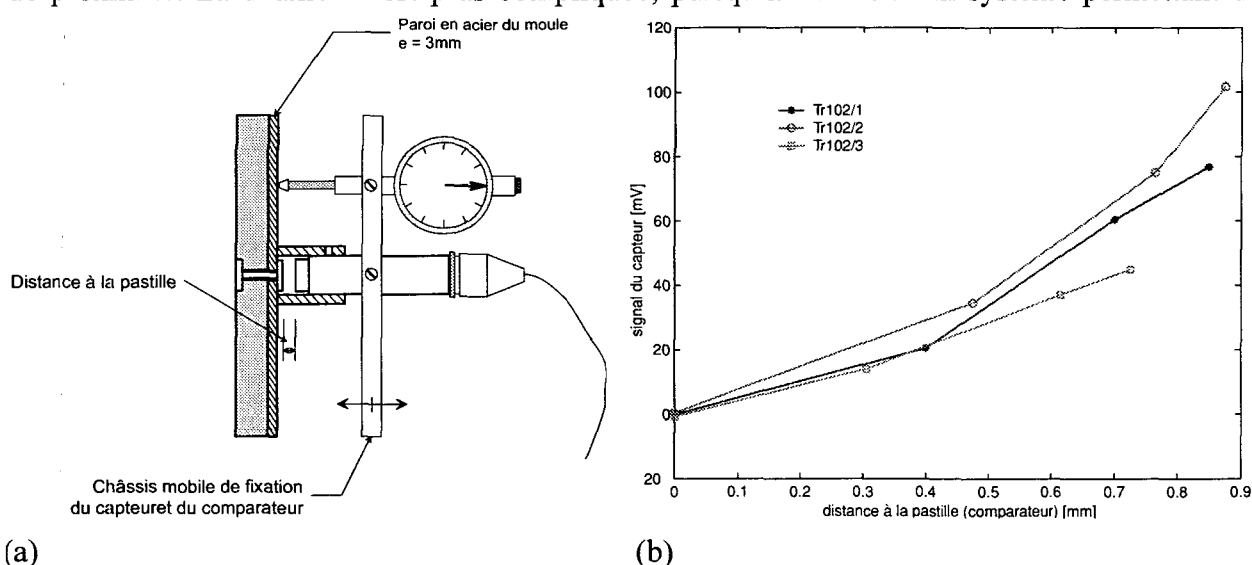


Fig. 4.10: Etalonnage des capteurs de proximité. (a) Schéma du dispositif d'étalonnage. (b) Courbe d'étalonnage

mesurer la contrainte appliquée sur la membrane afin de la mettre en relation avec le déplacement mesuré. Pour cela nous imposons la pression à l'intérieur de la cellule à l'aide d'un cylindre déformable composé d'une chambre à air remplie d'eau et reliée au réseau d'eau, à une pression d'environ 4 [bars]. La Figure 4.11a montre la réponse des capteurs à une rampe de montée en pression; la pression initiale est d'environ 50 kPa, pour assurer que la chambre à air plaque contre la membrane en néoprène. Sur la Figure 4.11b est représentée la relation contrainte radiale - déformation radiale de la membrane. L'ordre de grandeur du module oedométrique sécant est de 30 [Mpa], ce qui conduit à un module élastique de 25 [Mpa], sous l'hypothèse que le coefficient de Poisson est de 0.4. Les résultats de l'essai Va1-SOU4c en p' - q présentent une pente de 2.3

(voir l' Annexe 7), contre 2.15 lors d'un calcul théorique pour les mêmes paramètres élastiques (voir Figure 4.9b).

L'oedomètre à paroi souple développé présente les avantages d'être facile à réaliser et d'être peu coûteux. Par contre il implique quelques inconvénients tels que :

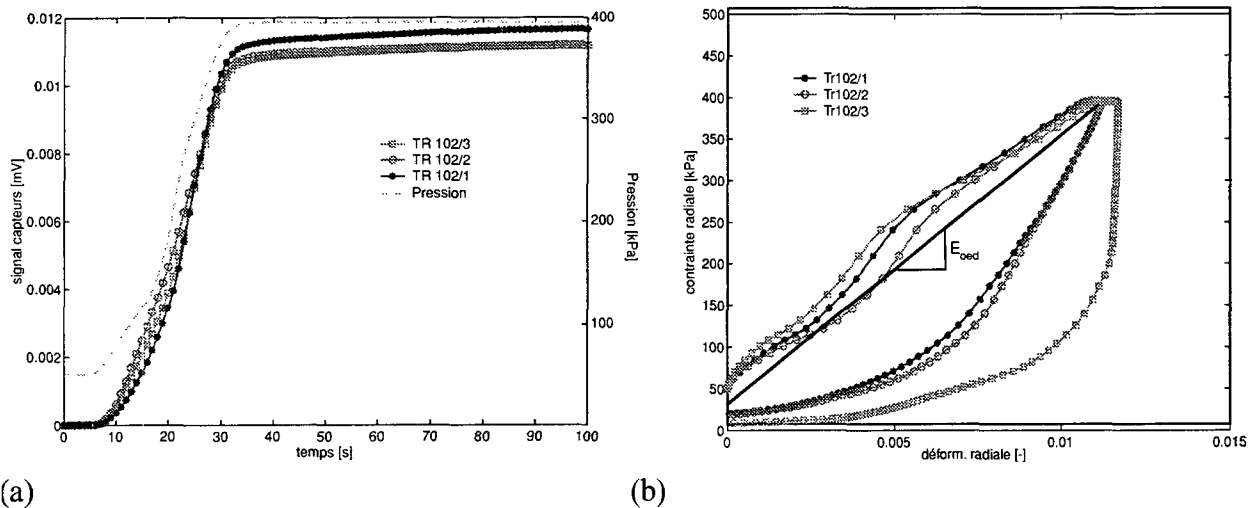


Fig. 4.11: Etalonnage des capteurs radiaux.

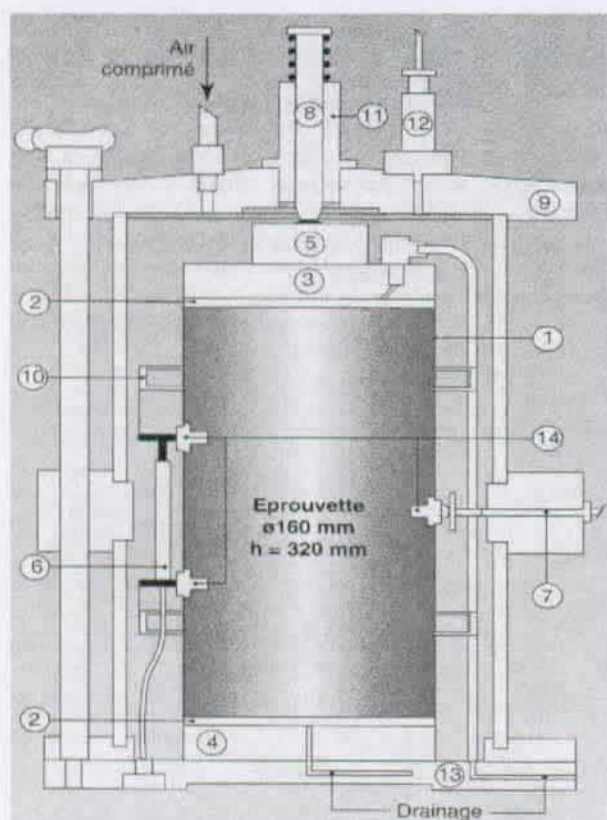
- Le comportement de la membrane présente une hystérèse. Elle est susceptible à l'échauffement de l'appareillage et à la vitesse de sollicitation qui modifie les propriétés de matériau du néoprène (viscoélasticité).
- Le comportement est sensible à la mise en place du sol et est difficilement reproductible. La pastille ne se déplace pas seulement le long de son axe mais peut aussi avoir une rotation selon la position des grains derrière elle.
- La mise en place et l'étalonnage des pastilles est compliqué. On le voit sur la Figure 4.11b : Bien que soumise à une pression isotrope, une des trois pastilles se comporte différemment ce qui est dû à des frottements.

4.3.6 Triaxial de grand diamètre

Tout d'abord, les essais effectués à l'oedomètre permettent de parcourir le plan $p'-q$ selon un chemin de pente égale environ à 1 (voir l' Annexe 7). Ensuite, l'oedomètre à paroi souple permet de solliciter l'échantillon selon un chemin possédant une pente fonction de la rigidité de la membrane, dans notre cas 2.3. Ainsi, pour parcourir d'autres chemins, il est nécessaire d'exécuter d'autres types d'essais. L'essai triaxial cyclique à contrainte de confinement variable permet de réaliser des essais selon des chemins de sollicitations rectilignes dans le plan $p'-q$ mais avec des pentes variables.

4.3.6.1 Appareillage et acquisition des mesures

L'appareil utilisé est le triaxial cyclique à contrainte de confinement imposée avec de l'air comprimé, développé au LCPC de Nantes (Paute et al. 1994). Un schéma de cet appareil est donné à la Figure 4.12. Cette cellule permet de tester des échantillons cylindriques de 160*320 mm. La réalisation de ces essais cycliques suit la norme française concernant les «Essais relatifs aux chaussées/Matériaux non traités» et traitant des l'essai triaxial à chargements répétés (CEN-TC-



- 1) Epreuve (φ=160, H=320 mm)
- 5) Capteur de force
- 6) Capteurs de déplacements axiaux (3)
- 7) Capteurs de déplacements radiaux (3)

Fig. 4.12: Schéma de la cellule triaxiale cyclique utilisé au laboratoire régional des Ponts et Chaussées de St-Brieuc. Tiré de (Balay et al. 1998).

227 1998). Toutes les opérations (fabrication, mise en place, détermination des poids et volumes) sont également soumises à la normalisation.

Les mesures de pression de confinement, de force axiale et de déplacement se font à l'intérieur de la cellule. Ces dernières consistent en la mesure des déplacements axiaux à l'aide de 3 capteurs inductifs placés dans le tiers central de l'éprouvette (afin de s'affranchir de l'effet de frottement dû aux embases) et de déplacements radiaux au centre de l'éprouvette également à l'aide de 3 capteurs inductifs. Le système de chargement cyclique pneumatique permet d'imposer des charges cycliques (sinusoïdale ou rectangulaire) jusqu'à une fréquence de 0,3 Hz. Grâce au découplage entre la sollicitation en force axiale et en pression de confinement, on peut réaliser des essais à contraintes de confinement variable (VLP), qui comprend bien sûr les essais classiques à contraintes de confinement constant (CCP).

4.3.6.2 Mise en place des échantillons

Les échantillons sont mis en place dans un étui spécial permettant de loger les implants des capteurs radiaux et vibro-compacté. Le matériau possède une teneur en eau initiale de 3 %. Le vibro-compactage permet d'amener facilement le matériau à la densité désirée. On assure ensuite l'étanchéité de l'éprouvette par la mise en place de la membrane. L'éprouvette est ensuite conservée pendant 3 jours avant l'essai.

4.3.7 Analyse morphologique des grains par imagerie numérique

La détermination des paramètres géométriques des granulats comme l'allongement et l'aplatisse-

ment (voir Figure 3.23) se fait par la mesure au pied à coulisse des 3 longueurs déterminantes (longueur, largeur et épaisseur). Cette section présente tout d'abord une méthode optique pour le calcul de ces grandeurs. Ensuite, alors que jusqu'à présent l'estimation de l'angularité des granulats se fait sur la base de comparaisons avec des étalons (Brewer 1964), on présente une alternative, également optique, à la détermination de l'angularité d'un grain.

4.3.7.1 Systèmes et paramètres à déterminer

Ce système utilise une caméra numérique SONY XC-75 pilotée avec LabView et un VI d'acquisition construit sur la base d'une bibliothèque de fonctions de morphologie fournis avec le logiciel IMAQVision. Les mesures d'angularité ont été développées dans un logiciel adhoc basé sur une transformée de Hough pour détecter des cercles (Luo 1995). L'appareillage d'acquisition des images nécessaire est décrit à la Figure 4.13. En plus de la caméra et de son système de pilotage et

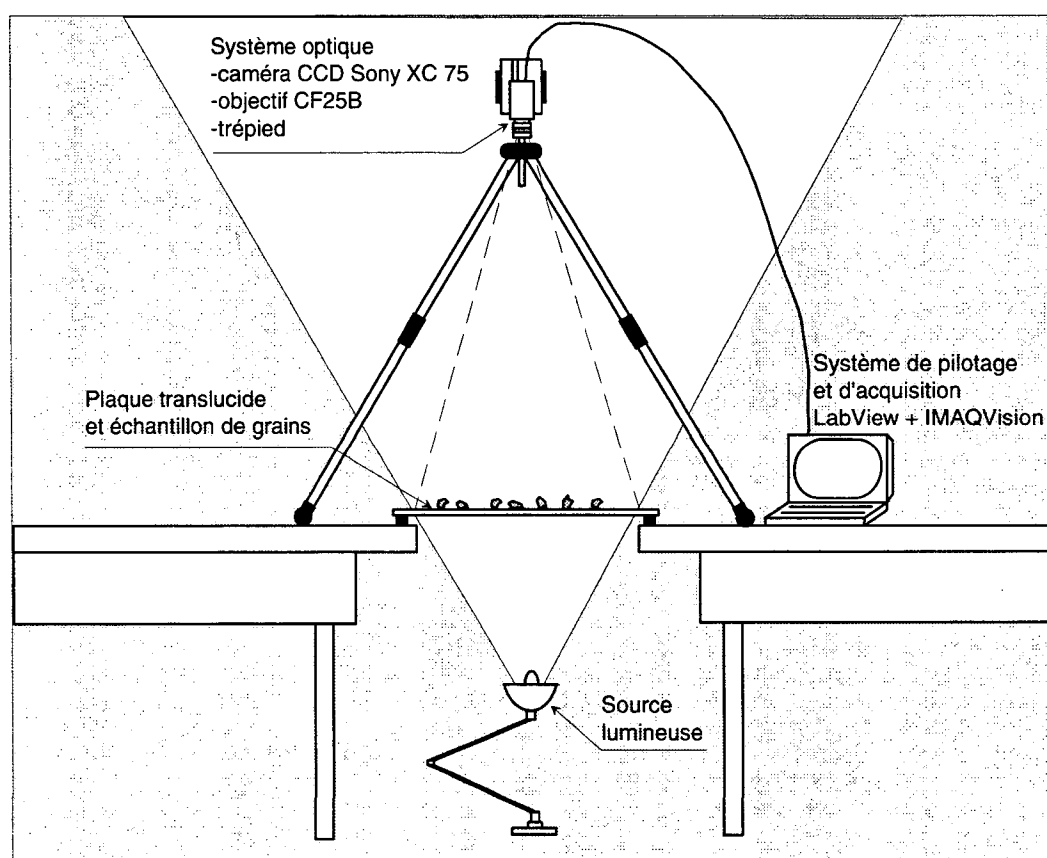


Fig. 4.13: Schéma général de l'appareillage

acquisition, il se compose d'une source lumineuse et d'une plaque translucide munie de repères.

Les caractéristiques principales du système optique sont résumées au Tableau 4.7.

4.3.7.2 Réglages et acquisition des images

Tableau 4.7 : Paramètres du système optique

Caméra SONY XC-75CE	
Taille du CCD	7.95 mm x 5.96 mm
Nombre de pixels effectif	768 x 576
Objectif CF25B	
Longueur focale	25 mm
Distance focale	11.6 mm *

La dimension de la région d'intérêt (ROI) et de la distance de la caméra à cette région (D) est fonction de la résolution que l'on veut obtenir. Avec notre système optique, la distance focale (LF) et la taille du CCD sont fixes. Lors d'une prise de vue, on calcule la distance D de la ROI à laquelle la caméra doit être placée par la relation :

$$\frac{D}{LF} = \frac{ROI}{CCD} \quad (\text{Eq 4.7})$$

Cette relation se comprend aisément à l'aide du croquis de la Figure 4.14b. Afin d'étudier un

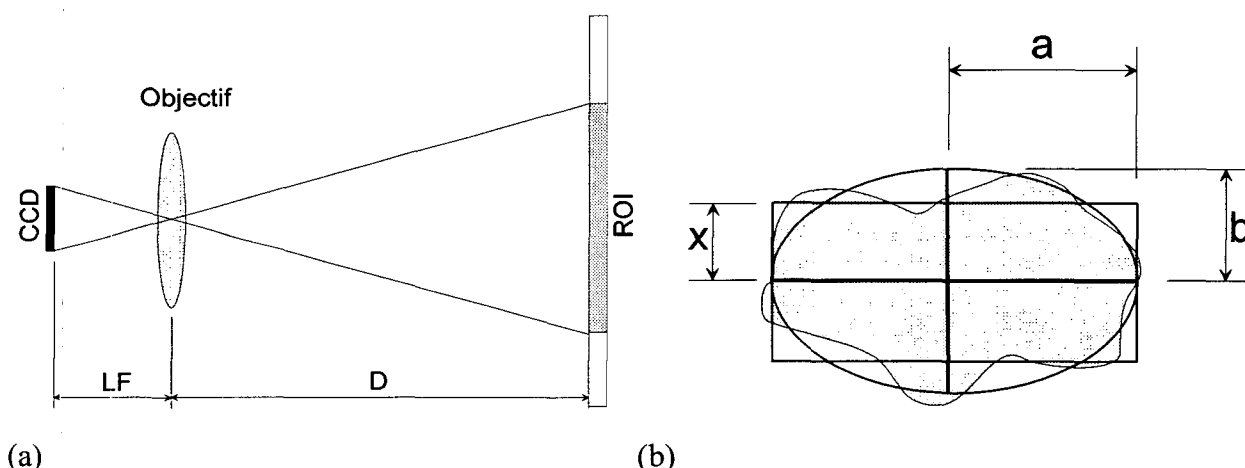


Fig. 4.14: (a) Schéma de calcul des différentes distances caractéristiques. (b) Définition de quelques grandeurs morphologiques pour un granulat.

échantillon de granulométrie étendue, il est nécessaire de le séparer en plusieurs fractions afin de ne pas dégrader la résolution des prises de vue. Pour chaque fraction considérée, la distance de la caméra à la plaque et ainsi la taille de la ROI sera recalculée en fonction de la résolution demandée. Dans notre cas, on choisit une résolution égale à 3% du diamètre minimal (d_{min}) de la frac-

tion. Les différentes distances ainsi calculées sont résumées au Tableau 4.8.

Tableau 4.8 : Résolution du système d'acquisition d'image

Fraction [mm]	Résolution visée [mm/pix]	ROI [mm]	D [mm]	Résolution effective [mm/pix]
16-31.5	0.48	290	517	0.495
8-16	0.24	191	341	0.31
4-8	0.12	140	248	0.17 ^a

a. impossible à faire la mise au point en dessous de cette valeur

L'étalonnage se fait à l'aide d'une mire composée d'une succession de losanges de 34 mm de côté, ce qui permet de calculer la correspondance mm-pix. On a constaté que l'optique est suffisamment bonne pour que cette échelle soit constante sur la totalité de l'image ; il n'y a pas perte significative d'informations dues à la courbure des extrémités de l'image (à cause de la lentille).

La Figure 4.15 reproduit l'image d'un échantillon telle qu'acquise par la caméra. Il s'agit dans ce cas d'une fraction 16-31.5 [mm] du calcaire de Varen.

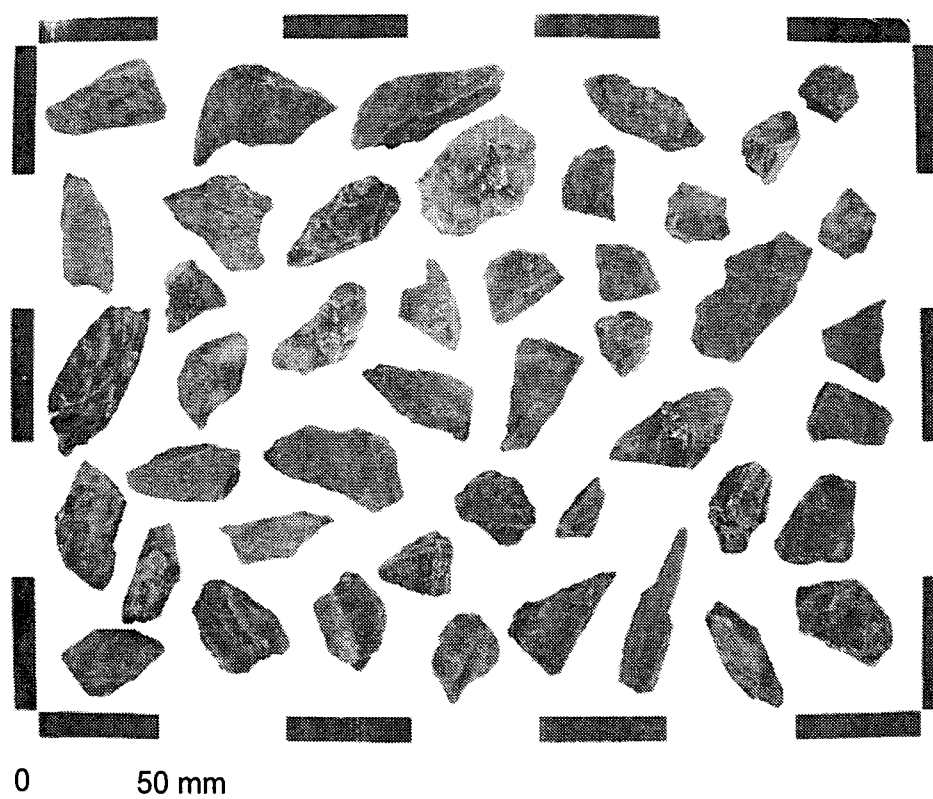


Fig. 4.15: Image d'une fraction acquise par la caméra (ici un échantillon de la fraction 16-31.5 mm du calcaire de Varen).

4.3.7.3 Mise en place

Les grains sont mis en place à la main sur la plaque translucide sans qu'ils ne se touchent. L'avantage majeur de ce système est la rapidité de sa mise en place et de l'accès aux données morphologiques décrites plus bas. Par contre, son grand inconvénient est qu'il s'agit d'un système 2D et qu'on perd donc la troisième dimension, l'épaisseur du grain. Néanmoins, on peut faire l'hypo-

thèse que les grains, versés sur la plaque translucide et disposés à la main présentent à l'objectif un plan perpendiculaire à leur plus petite dimension. Autrement dit, ils se mettent dans une position d'énergie minimale. La validité de cette hypothèse est traitée à la section 4.6.4.1.

4.3.7.4 Traitement morphologique

La succession d'opérations de traitement que la VI opère sur l'image est la suivante :

- Lecture de l'image (format .bmp).
- Sélection d'une partie de celle-ci (ROI), ce qui permet d'exclure les repères.
- Application d'un seuillage sur les couleurs qui, en général, colore les pixels hors de la gamme de niveaux de gris 35-240 en noir et transforme les autres en rouge (image binaire). Cette opération importante définit la géométrie de chaque particule.
- Remplissage des trous éventuels à l'intérieur des particules.
- Effaçage des particules touchant le bord de la ROI.
- Calcul pour chaque particule de diverses caractéristiques morphologiques dont les plus intéressantes sont (voir Figure 4.14b) :
 - Aire et périmètre du grain.
 - Plus longue distance du grain = 2*grand axe de l'ellipse équivalente (2a dans Figure 4.14b). L'ellipse équivalente est une ellipse dont l'aire égale celle de la particule et dont le grand axe égale la moitié de la plus longue distance calculée sur la particule.
 - Facteur d'élongation, défini comme le rapport entre la plus longue distance (2a) et la longueur moyenne des cordes perpendiculaires à cette distance (x dans la Figure 4.14b). A noter qu'il ne correspond pas à l'allongement tel que défini à la section 3.2.5.

4.3.7.5 Détermination de l'angularité : la transformée de Hough

La détermination des quelques caractéristiques précédentes sont implémentées dans les outils classiques de l'analyse d'images. Cependant il y manque un paramètre important à mesurer pour les matériaux granulaires, qui sont frottants; il s'agit de l'état de la surface du granulat, son angularité. Jusqu'à présent, on déterminait l'angularité d'un grain qualitativement sur la base de sa comparaison avec des étalons (Brewer 1964). Il existe une technique d'imagerie numérique qui permet de calculer quantitativement un coefficient d'angularité et qui utilise la transformée de Hough. Cette technique, développée dans les travaux de (Luo 1995) est reprise ici, et implémentée dans un petit logiciel adhoc.

La transformée de Hough (HT) fait correspondre à une fonction $f(x,p)$ dans l'espace des variables x , une fonction $A(p)$ dans l'espace des paramètres p , selon :

$$A(p) = HT(f(x, p)) = \sum_x W(f((x, p), x, p)) \quad (\text{Eq 4.8})$$

avec

$$W(f((x, p), x, p)) = 1 \text{ si } f(x, p) = 0 \quad (\text{Eq 4.9})$$

et dans tous les autres cas $W=0$.

On ne recherche que rarement une expression analytique de cette transformée. Par contre, numériquement une manière de l'implémenter est :

- pour une observation x de $f(x,p)$: trouver les valeurs de p tels que $f(x,p)=0$.
- incrémenter $A(p)$ pour chaque p trouvé. $A(p)$ est appelé accumulateur.
- continuer pour toutes les observations x de l'ensemble.
- chercher les maxima locaux de $A(p)$.

Dans le cas d'une détection d'arcs, la fonction $f(x,p)$ est l'équation d'un cercle :

$$(x_1 - a)^2 + (x_2 - b)^2 = r^2 \quad (\text{Eq 4.10})$$

p contient les coordonnées du centre et le rayon des cercles alors que x sont les coordonnées de la courbe sur laquelle est faite la détection.

$$\begin{aligned} x &= \{x_1, x_2\} \\ p &= \{a, b, r\} \end{aligned} \quad (\text{Eq 4.11})$$

Les étapes de l'implémentation de la transformée de Hough consistent alors en :

- Pour chaque pixel de la frontière d'une forme : trouver, pour une zone de centres (a,b) potentiels, les rayons r des cercles satisfaisant l'équation 4.10.
- incrémenter $A(a,b,r)$ pour chaque r .
- continuer pour tous les pixels de la frontière.
- chercher les maxima locaux de $A(a,b,r)$.

4.3.7.6 Implémentation

En réalité, on implémente l'algorithme de manière inverse, puisqu'on choisit une coordonnée a,b à l'intérieur de la forme et qu'on calcule les rayons qui la relie à chaque point de la frontière. En ayant préalablement sauvegardé les points de la frontière dans un tableau : l'algorithme se formule alors :

- Parcourir tout le domaine de la forme (frontière non comprise) et pour chaque point (a,b) :
 - Parcourir la frontière de la forme et pour chaque point (x,y) de celle-ci on calcule sa distance avec (a,b) (cf Figure 4.16a), qui n'est autre que le rayon donné par l'équation 4.10 . Si ce rayon est plus grand que 2 pixels (rayon minimum) et inférieur à un rayon maximal (par exemple la demi-largeur de l'image), incrémenter l'accumulateur du rayon trouvé au point

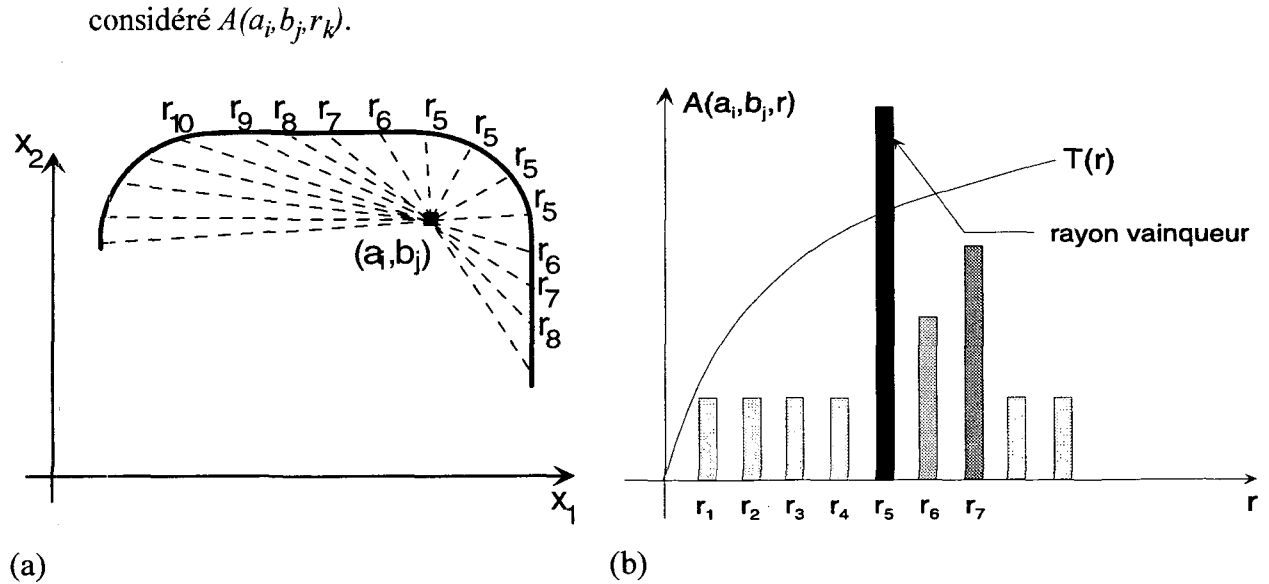


Fig. 4.16: (a) Calcul des distances de la bordure au point (a, b) . (b) représentation de l'accumulateur au point (a, b) et de la fonction de seuil

- si ce rayon est le plus grand rayon jamais calculé sur l'image, on le garde en mémoire (plus grand cercle inscrit).
- lorsque tous les points de la frontière sont parcourus, on obtient un accumulateur pour le point (a_i, b_j) considéré contenant pour chaque rayon le nombre de fois qu'il a été trouvé. La solution consisterait maintenant à prendre le rayon qui a été trouvé le plus grand nombre de fois. Cependant, cette méthode défavorise les petits cercles par rapport aux grands puisque la contribution à l'accumulateur d'un petit arc d'un grand cercle va être plus grande que celle d'un grand arc d'un petit cercle. Or le deuxième cercle est certainement plus intéressant que le premier puisqu'il suit la frontière sur une plus grande proportion si on rapporte cette distance à son rayon. A cela s'ajoute l'épaisseur de la frontière (T_n) ainsi que son bruit (R_n), ce qui nécessite un seuillage permettant de différencier un arc de cercle d'un segment de droite imparfait. On implémente ainsi une fonction seuil donnée à l'équation 4.12 (Luo 1995) en admettant 1 pixel pour l'épaisseur de la frontière et un autre pixel pour son bruit, puis on considère le plus petit rayon qui dépasse ce seuil (voir Figure 4.16b) :

$$T(r) = 2r \cdot \arccos\left(\frac{r - (T_n + R_n)}{r}\right) \quad (\text{Eq 4.12})$$

- En répétant ces opérations pour chaque point du domaine, on définit un tableau qui associe à chaque point, le rayon du cercle le plus probable ainsi que sa valeur d'accumulateur. On effectue ensuite une recherche de maximum local sur une fenêtre mobile dont on peut faire varier la

grandeur (Figure 4.17a).

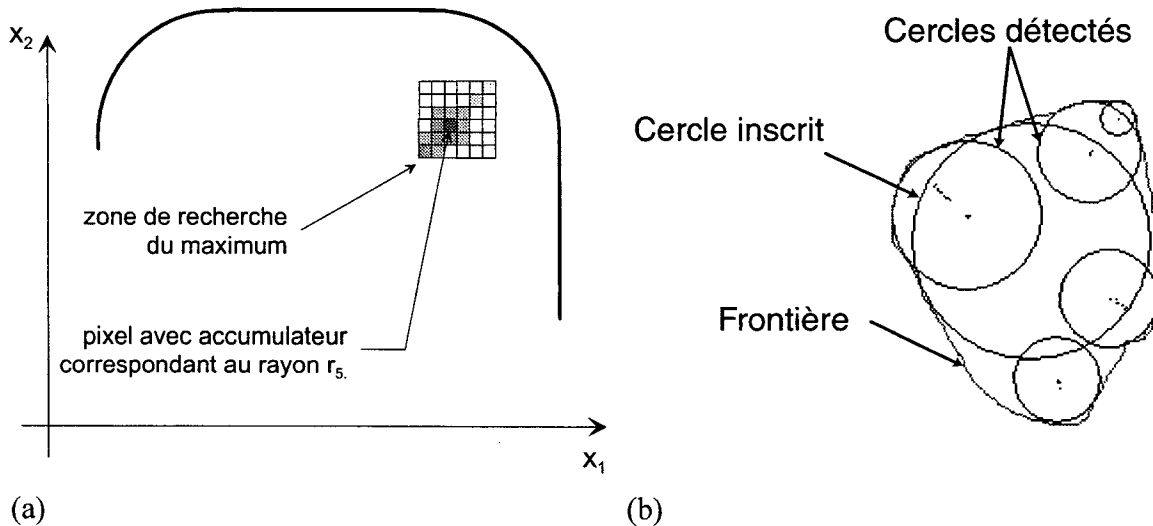


Fig. 4.17: (a) recherche des maxima locaux (b) résultat d'une transformée de Hough sur un grain

- La dernière étape est de calculer la valeur de l'angularité qui est définie comme.

$$K_r = \frac{\sum_{i=1}^N r_i}{NR} \quad (\text{Eq 4.13})$$

où les r_i sont les rayons des cercles trouvés, N leur nombre et R le rayon du plus grand cercle inscrit dans le grain.

4.3.8 Commentaires et conclusions

Cette section présente les diverses techniques expérimentales utilisées lors de nos essais. Ces techniques consistent d'une part en des appareils utilisés en mécanique des sols classique et d'autre part en des appareils développés pour prendre en charge les échantillons de grand diamètre ($\phi=160$ et 350 mm) que nécessitent les matériaux dont la taille maximale des grains dépasse 30 mm.

On constate tout d'abord qu'il est possible d'approcher l'influence des rotations des contraintes principales à l'aide d'essais standards de mécanique des sols, comme l'appareil triaxial et celui de cisaillement simple. Ensuite, on choisit d'approcher le comportement des matériaux de fondation routière à l'aide d'essais proportionnels (oedométriques et triaxiaux). Cependant, il faut pouvoir parcourir plusieurs chemins de contraintes notamment des chemins déviatoires (avec une pente de

sollicitation raide dans le plan $p'-q$), à défaut de restituer la véritable sollicitation que subit un échantillon de fondation routière (voir section 4.2).

Enfin, on met en place un système optique de mesure des paramètres morphologiques d'un grain, qui permet d'estimer rapidement des caractéristiques de taille et de forme, notamment l'angularité.

4.4 Essais avec rotation des contraintes principales

4.4.1 Introduction

Un élément de fondation routière subit, au passage d'un essieu, une rotation des contraintes principales en plus d'un changement de leur amplitude (section 4.2). Le but de ce chapitre est d'examiner dans quelle mesure la déformabilité du matériau est influencée par la seule rotation des contraintes principales, leur amplitude restant constante.

Pour cela, on entreprend une série d'essais mécaniques cycliques suivant le même chemin de sollicitation dans l'espace des contraintes principales une fois sans rotations de contraintes et une fois avec rotations, puis on compare les déformations obtenues pour les deux chemins. Le premier chemin est réalisé à l'appareil triaxial classique et le deuxième à l'appareil de cisaillement simple.

4.4.2 Programme des essais

Des essais triaxiaux drainés monotones classiques sont tout d'abord réalisés sur le sable de fonderie afin d'en caractériser le comportement. Puis les essais cycliques destinés à estimer l'effet des rotations de contraintes principales sont réalisés à l'aide de l'essai de compression triaxiale conventionnelle (CTC) et l'essai de cisaillement simple (SS).

Le seul chemin qui est identique dans le plan $p'-q$ pour les deux appareils est le chemin à pression moyenne constante et pression de consolidation anisotrope. (Figure 4.18c). Cependant, leurs projections dans le plan octaédrique (Figure 4.18b) ne sont plus confondues : celle de l'essai de cisaillement simple présente un angle de Lode de 30° alors que le triaxial est collinéaire à un axe de contrainte principale. Ainsi, avec ce type d'essais on ne peut pas imposer exactement la même sollicitation en terme d'amplitude de contraintes principales : on a une légère différence visible dans le plan octaédrique et on ne pourra pas découpler cet effet de celui dû à la seule rotation des contraintes principales.

En effet, le critère de rupture d'un milieu granulaire est dépendant de la direction de sollicitation puisque sa trace dans le plan octaédrique n'est pas un cercle (Lade et Duncan 1975). Par exemple, le point de rupture dans un triaxial en traction n'a pas la même valeur que celui en compression. Il en résulte que le point de rupture ne peut pas être connu seulement par deux coordonnées qui seraient p' et q (ou J_1 et J_2) mais qu'il faut y adjoindre une troisième coordonnée (souvent

l'angle de Lode θ) afin de déterminer de manière univoque ce point dans l'espace des contraintes.

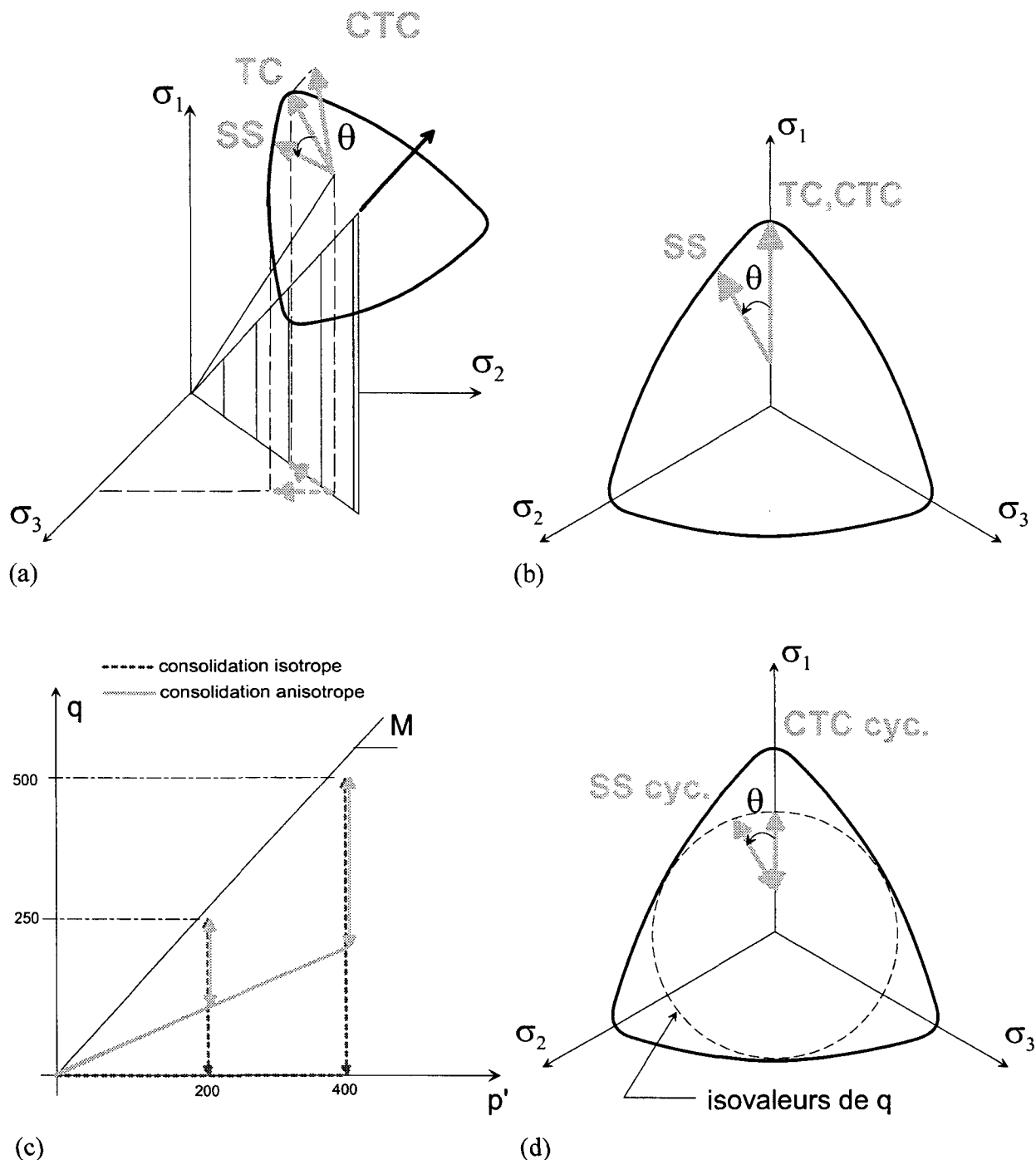


Fig. 4.18: Représentations dans divers plans du chemin de sollicitation suivis dans chaque essai. a) espace des contraintes principales, b) plan octaédrique dans le cas d'une consolidation isotrope. c) chemins de sollicitations suivis dans le plan p' - q . d) plan octaédrique dans le cas d'une consolidation anisotrope. (TC:compression triaxiale vraie, CTC compression triaxiale conventionnelle, SS Cisaillement simple.)

L'angle de Lode est défini par:

$$\theta = \frac{1}{3} \arccos \left(\frac{3\sqrt{3} J_{3D}}{2 J_{2D}^{1.5}} \right) \quad (\text{Eq 4.14})$$

Dans le cas de sollicitations cycliques, plusieurs chemins parcourant le plan octaédrique selon différents angles de Lode mais à amplitude de déviateur constant ne donneront pas les mêmes déformations.

Tous ces chemins peuvent être imposés sans rotations de contraintes principales (le vrai triaxial permet de le faire). On supposera néanmoins que l'effet sur la déformabilité du matériau due à la différence d'amplitude de contraintes principales est négligeable vis à vis de l'effet du à la rotation de ces dernières. Les essais à pression moyenne constante et pression de consolidation anisotrope mis en oeuvre sont résumés dans le Tableau 4.9 et dans la Figure 4.18c

Tableau 4.9 : Différents essais réalisés et conditions initiales. e_0 = indice de vide après consolidation, D_r = densité relative après consolidation.

Appareil	consolidation	p' [kPa]	q_0 [kPa]	Δq [kPa]	e_0 [-]	D_r [%]
GDS	isotrope	200	0	250	0.681	60
		200	0	250	0.644	70
	anisotrope	200	100	150	0.675	62
		200	100	150	0.570	89
	isotrope	400	0	500	0.672	63
		400	0	500	0.639	71
	anisotrope	400	200	300	0.629	74
		400	200	300	0.560	92
	anisotrope	200	100	150	0.579	87
		200	100	150	0.572	89
GEONOR	anisotrope	400	200	300	0.567	90
		400	200	300	0.626	75

Pour les essais au GDS, l'échantillon est consolidé durant 1/4 d'heure), puis 5-6 cycles pilotés en force à une vitesse constante de 1 cycle en 40 minutes lui sont appliqués.

Pour le GEONOR, une série de 5-6 cycles unilatéraux sont imposés l'échantillon à une vitesse de 0.125 mm/min (vitesse la plus rapide qu'on peut atteindre avec les moteurs du GEONOR) jusqu'à atteindre la force désirée. Dans nos essais, cela revient à un cycles chaque 10 minutes.

Pour la comparaison des résultats entre les deux appareils, on choisit de travailler avec les invariants des tenseurs de déformations et des contraintes. Ceux-ci sont définis de manière générale, de l'équation 4.15 à l'équation 4.18.

$$J_{2D} = \frac{1}{6}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2] + \sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2 \quad (\text{Eq 4.15})$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2)]^{\frac{1}{2}} = \sqrt{\frac{2}{3}} J_{2D} \quad (\text{Eq 4.16})$$

$$I_{2D} = \frac{1}{6}[(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2] + \varepsilon_{xy}^2 + \varepsilon_{yz}^2 + \varepsilon_{zx}^2 \quad (\text{Eq 4.17})$$

$$\gamma_{\text{oct}} = \frac{1}{3}[(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + 6(\varepsilon_{xy}^2 + \varepsilon_{yz}^2 + \varepsilon_{zx}^2)]^{\frac{1}{2}} = \sqrt{\frac{8}{3}} I_{2D} \quad (\text{Eq 4.18})$$

A partir de ces définitions, on calcule les variables classiques connues en géomécanique. En reprenant les notations de la Figure 4.5, les indices des équations précédentes deviennent $x=y=r$ (pour radiale) et $z=a$ (pour axiale). Les variables de contraintes sont, pour les deux types de sollicitations reprises au Tableau 4.10. Le Tableau 4.11 quant à lui donne les variables de déformation.

Tableau 4.10 : Variables de contraintes calculées pour la comparaison GDS-GEONOR.

	Triaxial GDS	Cisaillement simple GEONOR	Cisaillement simple GEONOR ($K_0=0.5$)
J_1	$\sigma_a + 2\sigma_r$	$\sigma_a(1+2K_0)$	$2\sigma_a$
p'	$\frac{J_1}{3} = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3}$	$\frac{J_1}{3} = \frac{\sigma_a(1+2K_0)}{3}$	$\frac{J_1}{3} = \frac{2\sigma_a}{3}$
J_{2D}	$\frac{1}{3}(\sigma_a - \sigma_r)^2$	$\frac{1}{3}(1-K_0)^2\sigma_a^2 + \sigma_{ar}^2$	$\frac{1}{12}\sigma_a^2 + \sigma_{ar}^2$
q	$\sqrt{3J_{2D}} = \sigma_a - \sigma_r$	$\sqrt{3J_{2D}} = \sqrt{(1-K_0)^2\sigma_a^2 + 3\sigma_{ar}^2}$	$\sqrt{3J_{2D}} = \sqrt{\frac{1}{4}\sigma_a^2 + 3\sigma_{ar}^2}$
τ_{oct}	$\sqrt{\frac{2}{3}J_{2D}} = \frac{\sigma_a - \sigma_r}{3}$	$\sqrt{\frac{2}{3}J_{2D}} = \sqrt{\frac{2}{9}(1-K_0)^2\sigma_a^2 + \frac{2}{3}\sigma_{ar}^2}$	$\sqrt{\frac{2}{3}J_{2D}} = \sqrt{\frac{1}{18}\sigma_a^2 + \frac{2}{3}\sigma_{ar}^2}$

Tableau 4.11 : Variables de déformations calculées pour la comparaison GDS-GEONOR.

	Triaxial GDS	Cisaillement simple GEONOR
I_1	$\epsilon_a + 2\epsilon_r$	ϵ_a
ϵ_v	$I_1 = \epsilon_a + 2\epsilon_r$	$I_1 = \epsilon_a$
I_{2D}	$\frac{1}{3}(\epsilon_a - \epsilon_r)^2$	$\frac{1}{3}\epsilon_a^2 + \epsilon_{ar}^2$
ϵ_s	$\sqrt{\frac{4}{3}I_{2D}} = \frac{2}{3}(\epsilon_a - \epsilon_r)$	$\sqrt{\frac{4}{3}I_{2D}} = 2\sqrt{\frac{1}{9}\epsilon_a^2 + \frac{1}{3}\epsilon_{ar}^2}$
γ_{oct}	$\sqrt{\frac{8}{3}I_{2D}} = \frac{\sqrt{8}}{3}(\epsilon_a - \epsilon_r)$	$\sqrt{\frac{8}{3}I_{2D}} = \sqrt{\frac{2}{9}\epsilon_a^2 + \frac{8}{3}\epsilon_{ar}^2}$

4.4.3 Résultats

4.4.3.1 Essais monotones

Des essais triaxiaux drainés monotones sont faits sur ce sable de fonderie afin d'en déterminer les paramètres élastiques et élastoplastiques (voir section 5.3.1.1). Ces essais, qui sont réalisés à de grandes déformations, pour plusieurs indices de vides initiaux, correspondant à des densités relatives de 50, 75 et 90 % et à trois pressions de consolidation différentes (100, 200 et 400 kPa). Pour

chaque échantillon, on effectue une décharge à 2% de déformation axiale afin de mesurer le module élastique. Les résultats de ces essais sont résumés à la Figure 4.19.

On peut rapprocher facilement ces résultats de la Figure 3.1. On y constate l'augmentation du déviateur maximal avec celle de la compacité et de la pression de consolidation initiale. On y voit aussi l'augmentation de la dilatance avec celle de la compacité et la diminution de la pression de consolidation initiale.

On remarque aussi que ces essais ne permettent pas d'atteindre l'état critique, puisque notre appareillage ne possède pas de système d'antifretage entre les pierres poreuses et l'échantillon. Des plans de rupture (localisations des déformations) se forment dans l'échantillon aux environs de 10 % de déformations axiales, spécialement pour les essais à grandes pressions de consolidation et pour les échantillons denses.

Sur la base de ces résultats, les modules élastiques sont calculés et donnés au Tableau 4.12. Les

Tableau 4.12 : Modules élastiques du sable de fonderie.

Modules élastiques [Mpa]	$e_0=0.5$	$e_0=0.6$	$e_0=0.7$
$p_0 = 100 \text{ kPa}$	165	180	130
$p_0 = 200 \text{ kPa}$	213	207	271
$p_0 = 400 \text{ kPa}$	272	273	-

paramètres élastoplastiques de la loi de Hujoux sont donnés à la section 5.3. Le Tableau 4.12 met en évidence l'évolution des modules avec la pression de consolidation. Son évolution avec l'indice de vide est malheureusement plus difficile à mettre en évidence.

4.4.3.2 Essais cycliques

Les résultats sont donnés, pour les différents chemins de contraintes, en terme d'évolution de la déformation volumique permanente (premier invariant du tenseur des déformations plastiques) et la distortion octaédrique (deuxième invariant du tenseur des déformations déviatoires plastiques) en fonction du nombre de cycles. On a volontairement laissé tomber le 1^{er} cycle qui donne des déformations plastiques les plus importantes et on se concentre sur les cycles suivants.

On compare tout d'abord les résultats des essais cycliques au triaxial réalisés sur des échantillons consolidés de manière isotrope et ceux réalisés sur des échantillons consolidés de manière anisotrope. Ensuite, on compare les essais triaxiaux aux essais de cisaillement simples pour le même état de consolidation initial et le même chemin de contraintes suivi. Chaque grandeur est représentée avec l'incertitude sur sa grandeur. (voir l'Annexe 5).

Déformation volumique plastique

La Figure 4.20 compare les déformations volumiques en fonction du nombre de cycles de cisaillement triaxial des échantillons consolidés de manière isotrope et anisotrope. On dégage que l'accumulation des déformations volumiques plastiques diminue avec l'augmentation de la densité et peut devenir dilatante pour les échantillons denses. La Figure 4.21 compare quant à elle les défor-

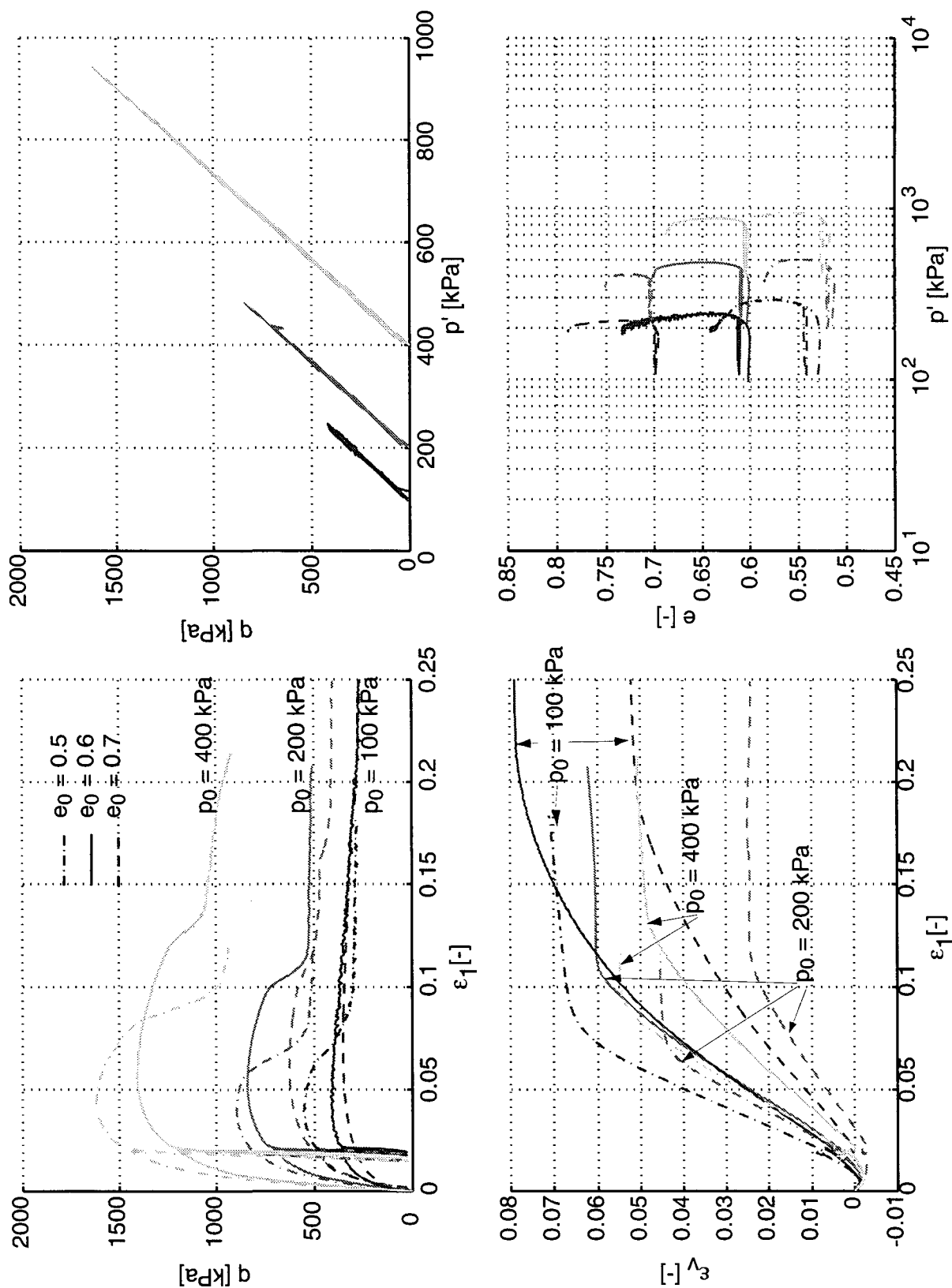


Fig. 4.19: Essais triaxiaux drainés sur sable de fondrière à différentes pressions de confinement ($p_0 = 100, 200, 400$ kPa) et divers indices de vides ($e_0 = 0.5, 0.6, 0.7$).

mations volumiques en fonction du nombre de cycles de cisaillement d'échantillons consolidés de manière anisotrope avec ou sans rotations de contraintes principales.

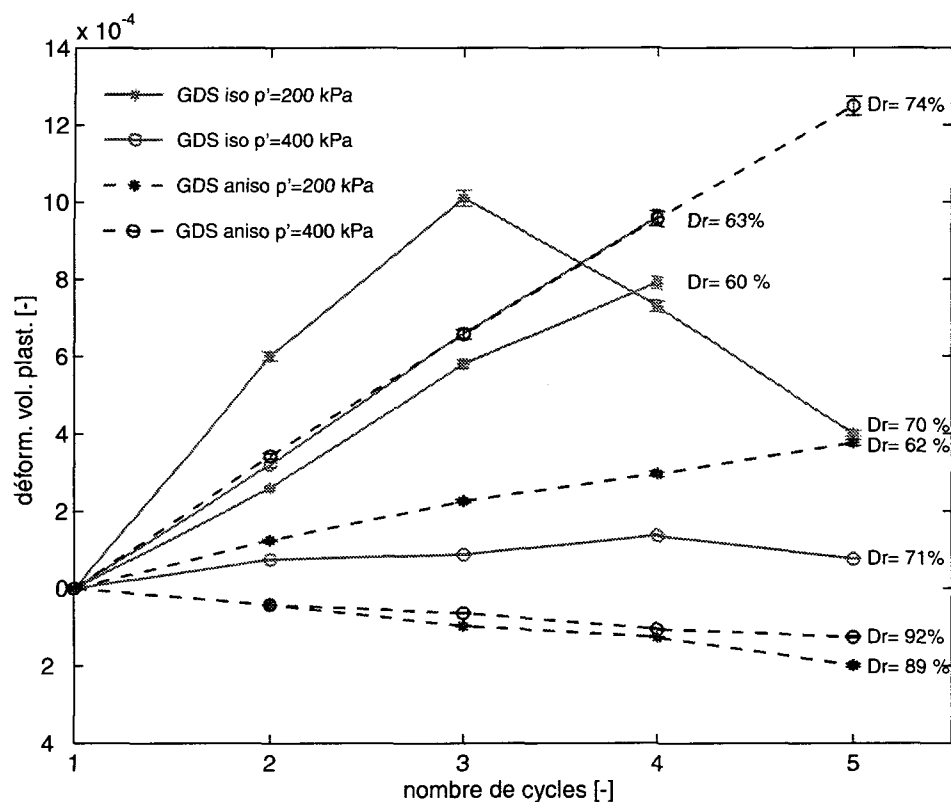


Fig. 4.20: Evolution de la déformation volumique plastique en fonction du nombre de cycles. Comparaison des essais cycliques au triaxial effectués sur des échantillons consolidés isotropiquement et anisotropiquement.

Sur la Figure 4.20 il est difficile de dégager une tendance de l'évolution de la déformation volumique par rapport à l'état de consolidation de l'échantillon.

Sur la Figure 4.21 on constate la dépendance des déformations volumiques de l'état initial de l'échantillon et de l'amplitude de la sollicitation. Ceci se remarque dans le cas du GDS, où une série d'essais donne un comportement dilatant alors que l'autre série montre une contractance. La

différence s'explique par la variation de densité relative, puisque ce sont les échantillons denses qui donnent un comportement dilatant.,

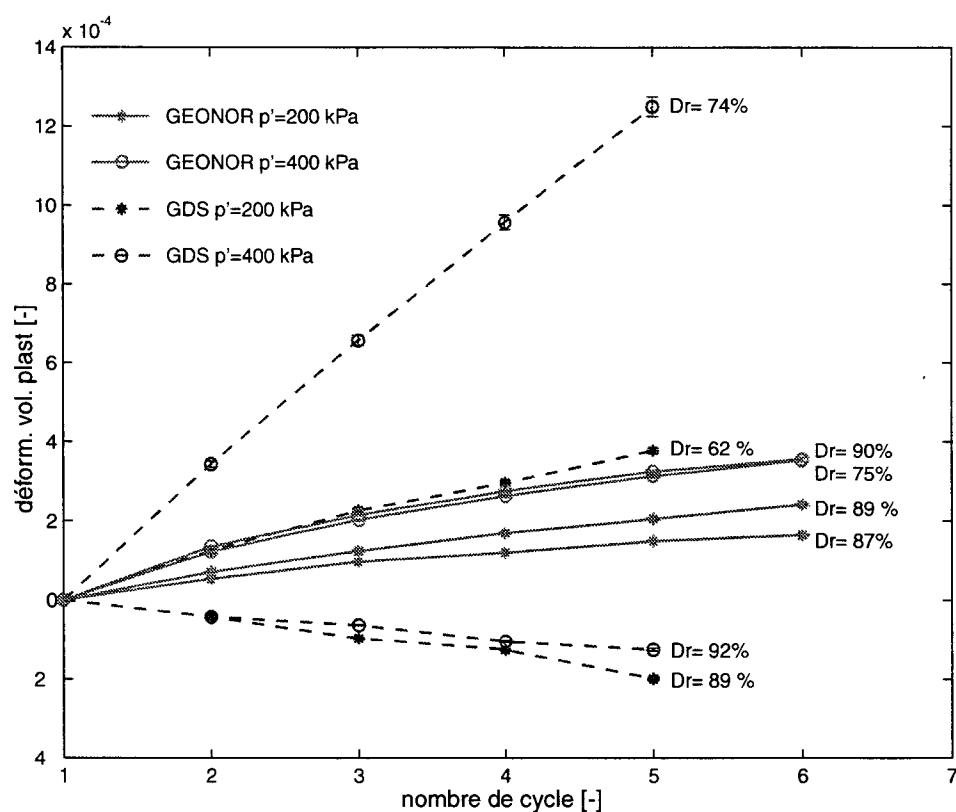


Fig. 4.21: Evolution de la déformation volumique plastique en fonction du nombre de cycles et des rotations de contraintes principales. Influence de la compacité initiale.

Sur la Figure 4.22, on présente sur la base des mêmes résultats le comportement d'échantillons à 90 % de densité relative. Ces courbes ont été déduites par interpolation linéaire entre les deux essais

exécutés sur le même chemin de contrainte.

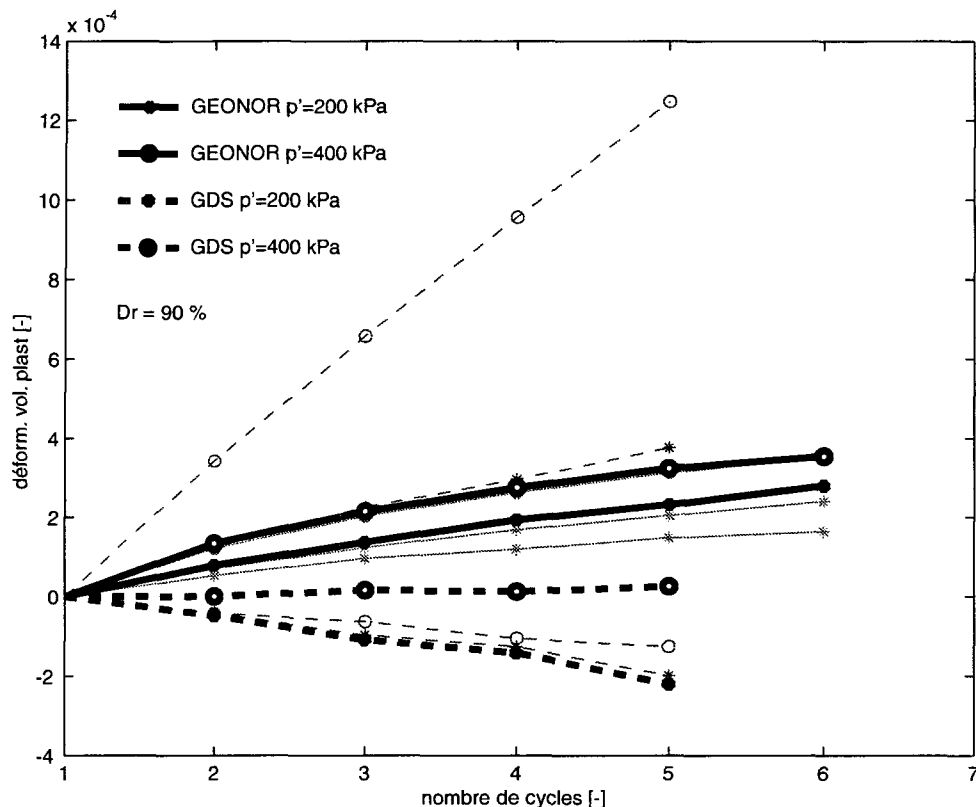


Fig. 4.22: Evolution de la déformation volumique plastique en fonction du nombre de cycles et des rotations des contraintes principales. Estimation de la réponse d'échantillons avec $Dr=90\%$ (interpolation linéaire).

On constate ainsi que les essais qui présentent de la dilatance sans rotations des contraintes principales deviennent contractants lorsqu'on leur impose ces rotations. Intuitivement, on comprend qu'une sollicitation fortement cisailante comme l'essai de cisaillement simple conduise à un compactage plus prononcé que le cisaillement triaxial. Ce dernier détruit moins l'arrangement des grains et favorise leur chevauchement et donc la dilatance alors que le GEONOR remanie plus fortement l'échantillon. Cet effet se retrouve pour les deux pressions de consolidation utilisées. La comparaison entre les essais faits à différentes contraintes de consolidation montrent également une augmentation de la contractance du matériau avec la pression de consolidation. Cependant il faut noter que le déviateur cyclique imposé augmente également avec la pression moyenne et que donc il est difficile de différencier les deux effets.

Déformation déviatoire plastique

De la même manière que pour les déformations volumiques plastiques, la Figure 4.23 compare la distortion octaédrique selon les deux conditions de consolidation (isotrope et anisotrope). On y voit que les essais sur les échantillons consolidés de manière isotropes donnent de plus grandes

déformations déviatoires puisque le chemin de cisaillement suivi est plus long. On constate également la diminution de la distortion avec l'augmentation de la compacité.

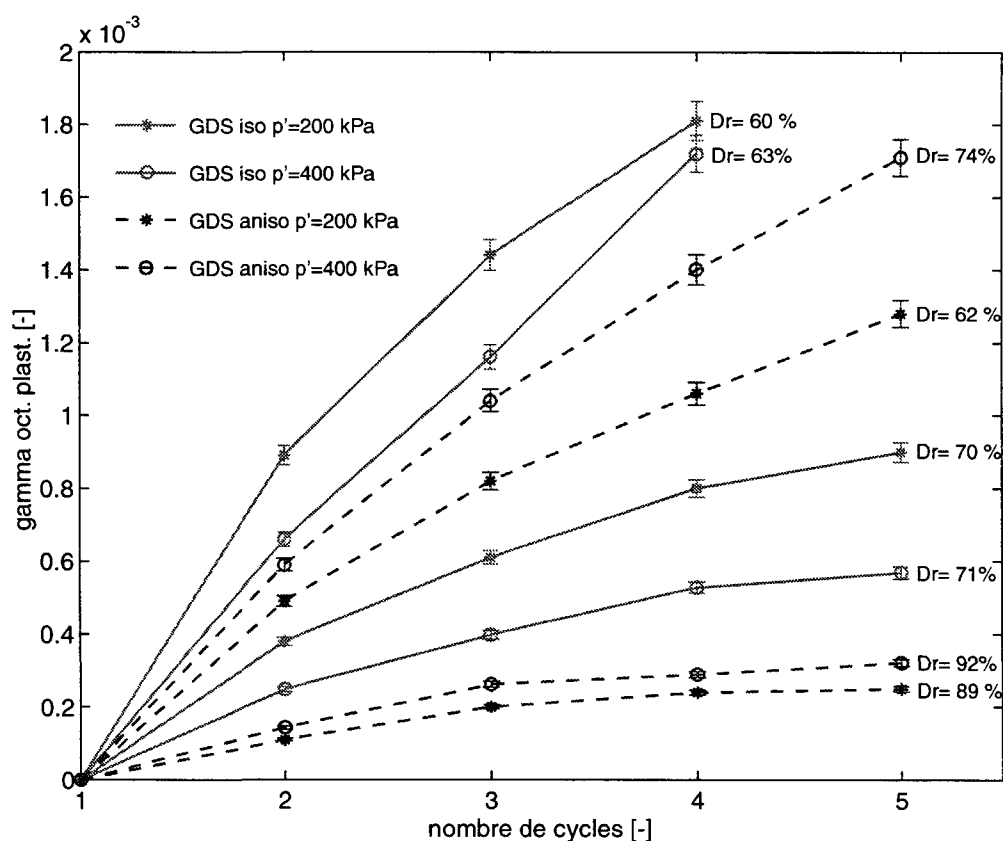


Fig. 4.23: Evolution du deuxième invariant de la déformation déviatoire plastique en fonction du nombre de cycles. Comparaison entre les essais triaxiaux cycliques et les essais de cisaillement simple.

Sur la Figure 4.24, on représente l'évolution de la distortion octaédrique en fonction du nombre de cycles pour les échantillons consolidés anisotropiquement, avec ou sans rotations de contraintes et selon différentes compacité initiales. On constate pour les essais sans rotations de contraintes que cette déformation diminue avec l'augmentation de la compacité alors que pour les essais

avec rotations des contraintes, les deux tendances se rencontrent. L'augmentation des distortions

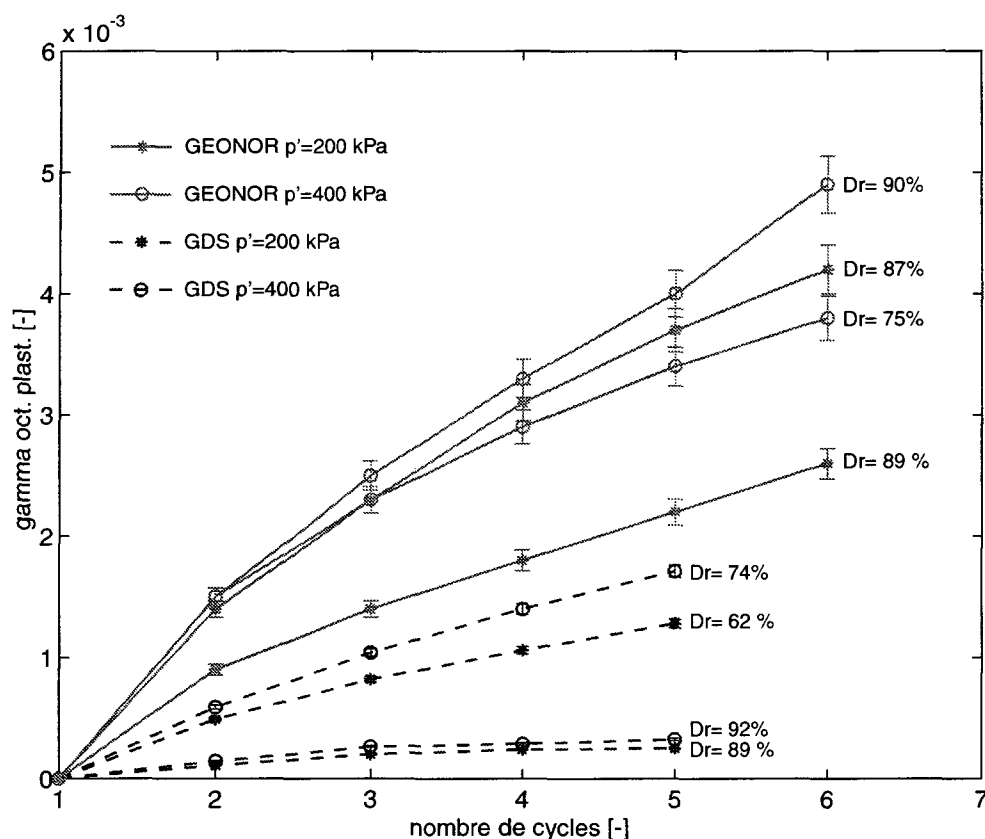


Fig. 4.24: Evolution du deuxième invariant de la déformation déviatoire plastique en fonction du nombre de cycles et des rotations de contraintes principales. Influence de la compacité initiale.

plastiques avec les rotations de contraintes principales peut atteindre un facteur 5 à 10.

4.4.4 Commentaires et conclusions

Ces essais, pilotés en force jusqu'à 80 % de la charge de rupture, imposent des chemins de sollicitations cycliques avec et sans rotations de contraintes. Ces essais, identiques en $p'-q$ mais possédant un angle de Lode différent (3ème invariant), amènent des déformations plastiques différentes. Même si ces amplitudes de contraintes varient légèrement entre les essais avec et sans rotations, ce sont ces dernières qui expliquent l'augmentation de la déformabilité du matériau. En terme de déformations volumiques plastiques, les rotations de contraintes vont faire passer le comportement du domaine dilatant au domaine contractant et donc accélérer le compactage du matériau. En termes de déformations déviatoires plastiques, l'ordre de grandeur de peut être augmenter d'un facteur cinq à dix.

Cet effet, mis en évidence sur un sable fin va également se faire sentir sur une grave de fondation routière. Comme le volume représentatif d'une grave routière exige la mise en place d'essais fort complexe afin d'imposer des rotations de contraintes et comme les essais utilisés de manière normalisée pour caractériser le comportement d'une grave routière sont proportionnels, nous n'allons

pas poursuivre dans cette voie. Ainsi, l'effet des rotations de contraintes ne seront pas prises en compte par la suite dans notre modèle constitutif.

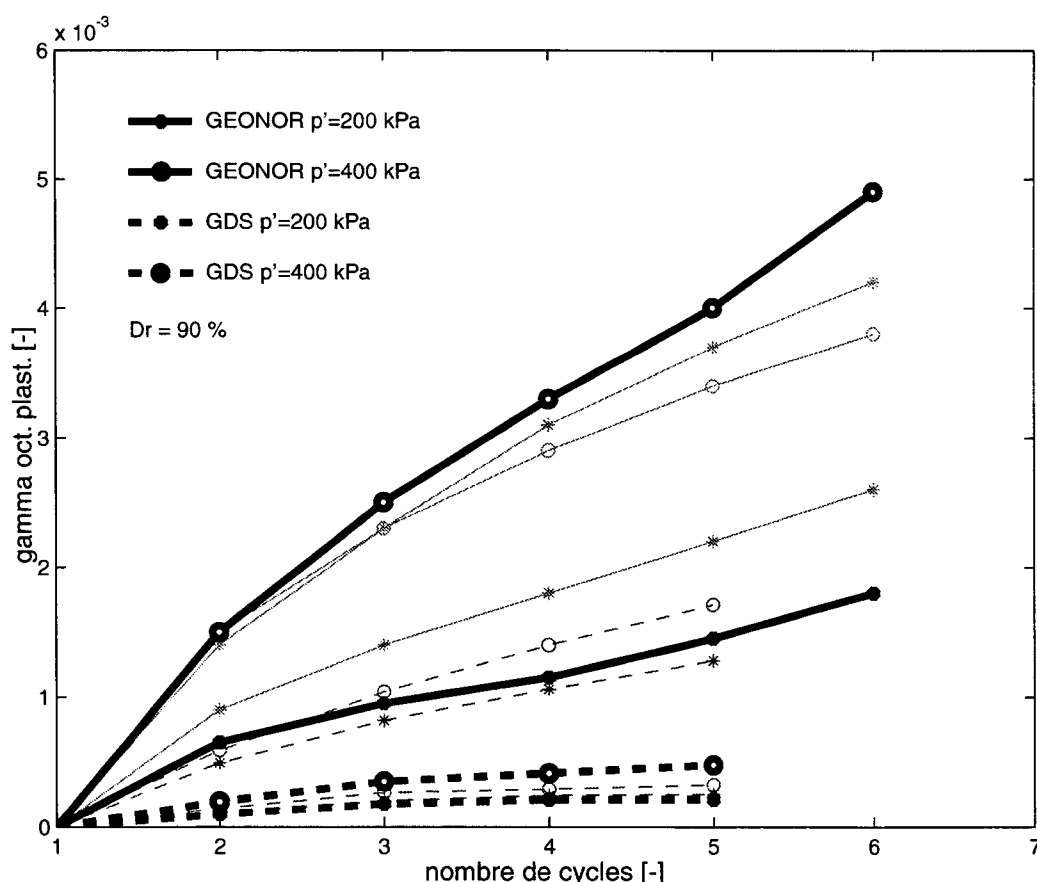


Fig. 4.25: Evolution de la distortion octaédrique plastique en fonction du nombre de cycles et des rotations des contraintes principales. Estimation de la réponse d'échantillons avec $D_r=90\%$ (interpolation linéaire).

4.5 Essais sur grave routière

4.5.1 Introduction

Dans le domaine routier, si le comportement élastique (ou résilient) des graves de fondations routières a déjà été abondamment étudié le comportement plastique (ou permanent) sous sollicitations cycliques est peu développé (voir section 3.2.1.3). Dans cette section, on présente les mesures de ces deux comportements sur des échantillons de granulométrie étendue (G1) du calcaire de Varen.

Pour cela, nous avons utilisé des essais oedométriques de grand diamètre avec mesures des contraintes radiales ainsi que des essais triaxiaux (voir section 4.3).

4.5.2 Programme des essais

Les essais oedométriques sur la grave composée de matériau d'excavation consistent en:

- un essai monotone, jusqu'aux limites de capacité de l'appareillage : Va1-OED80m.
- 4 essais cycliques avec des contraintes axiales imposées différentes (100, 200, 400 et 800 kPa): Va1-OED1c, Va1-OED2c, Va1-OED4c, Va1-OED8c.
- 1 essai cyclique sur l'oedomètre à paroi souple avec une contrainte axiale imposée de 400 kPa. Va1-SOU4.

Les essais réalisés au triaxial cyclique comportent trois volets :

- 3 essais monotones jusqu'à la rupture afin de déterminer l'angle de frottement du matériau à des pressions de confinement de 20, 50 et 100 kPa. Va1-TRI02m, Va1-TRI05m, Va1-TRI1m. Ces essais produisent de grandes déformations; ils n'autorisent pas l'utilisation des capteurs locaux (soit axiaux ou radiaux). Ainsi on n'a malheureusement pas accès à la déformation volumique des échantillons.
- 1 essai cyclique sur une même éprouvette à diverses pressions moyennes et diverses amplitudes de déviateur afin de déterminer le comportement élastique du matériau : Va1-TRIrev. Ces essais mettent en évidence la dépendance du comportement du matériau à la pression moyenne, à la valeur du déviateur et à la pente de sollicitation.
- 4 essais cycliques selon divers chemins de contraintes normalisés permettant de déterminer le comportement permanent du matériau et notamment l'accumulation des déformations plastiques Va1-TRIp1, Va1-TRIp4, Va1-TRIp5, Va1-TRIp6.

Les chemins utilisés pour ces deux types d'essais sont représentés à la Figure 4.26 et les valeurs

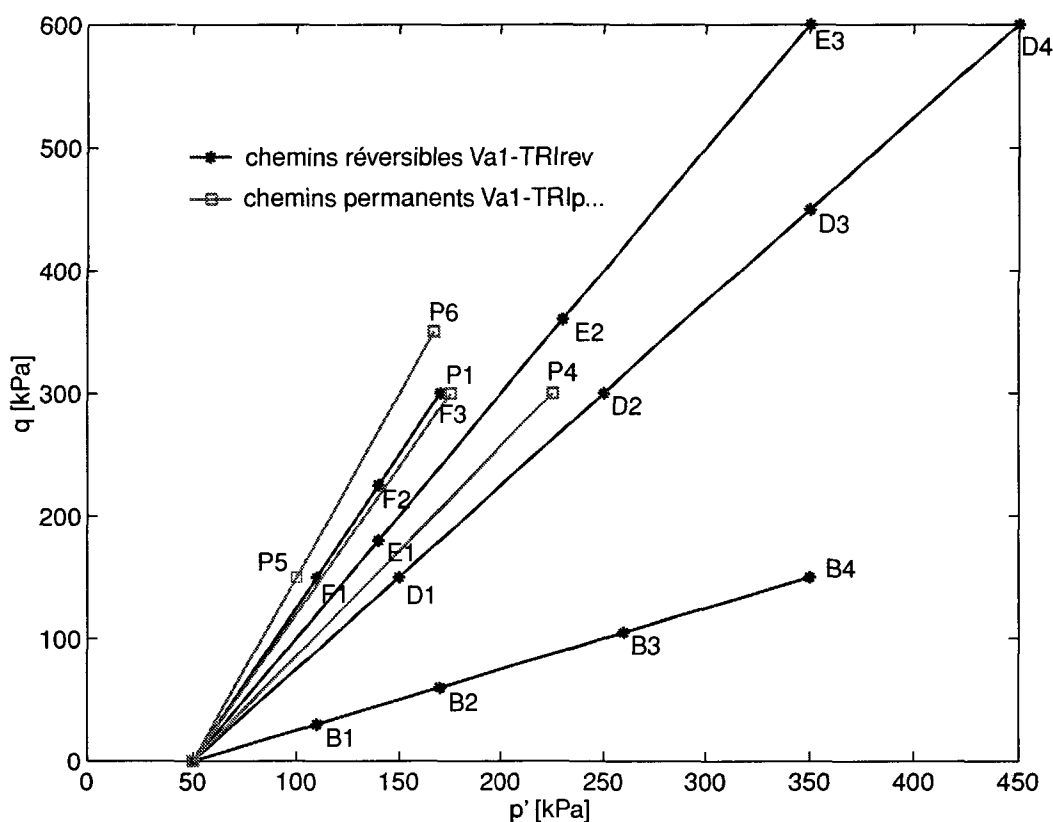


Fig. 4.26: Chemins suivis lors des essais réversibles et permanents dans la cellule triaxiale cyclique.

de consignes en contraintes données à la cellule sont résumées au Tableau 4.13. Pour des ques-

Tableau 4.13 : Contraintes imposées pour l'essai Va1-TRlrev.

Essai	σ_3 [kPa]		q [kPa]		η
	min	max	min	max	
B1	50	100	0	30	0.5
B2	50	150	0	60	0.5
B3	50	225	0	105	0.5
B4	50	300	0	150	0.5
D1	50	100	0	150	1.5
D2	50	150	0	300	1.5
D3	50	225	0	450	1.5
D4	50	250	0	600	1.5
E1	50	80	0	180	2
E2	50	110	0	360	2
E3	50	150	0	600	2
F1	50	60	0	150	2.5
F2	50	65	0	225	2.5
F3	50	70	0	300	2.5

tions de rupture, la contrainte de confinement initiale a été ramenée de 10 kPa à 50 kPa. Ainsi le chemin Va1-TRIp6c, qui est celui qui s'approche le plus de la droite de rupture, ne provoque pas de déplacements supérieurs aux capacités des capteurs et la déformation de l'éprouvette reste dans des proportions que le montage des capteurs peut absorber. De plus, cette contrainte initiale, est semblable à celle des oedomètres cycliques. Néanmoins, il faut noter qu'avec ces 50 kPa on surestime les contraintes en place dans une fondation de chaussée.

Avant d'appliquer les diverses contraintes des essais réversibles, l'échantillon est conditionné durant 20'000 cycles selon le chemin E3, ceci afin que les déformations plastiques deviennent négligeables vis à vis des déformations élastiques. Ensuite 100 cycles de chaque chemin sont imposés à l'échantillon et les mesures de force et déplacement sont faites sur les 10 derniers de ces 100 cycles, jusqu'à ce que tous les segments aient été réalisés.

Les chemins de contraintes suivis lors des essais cycliques visant à caractériser le comportement des matériaux à long terme, sont également représentés sur la Figure 4.26. Les valeurs de consigne correspondant à ces chemins sont résumés au Tableau 4.14. On y ajoute également la partie

Tableau 4.14 : Condition de chargement pour les essais cycliques Va1-TRIp1 à 6

	σ_3 [kPa]		q [kPa]		η
	min	max	min	max	
Va1-TRIp1 (VCP)	50	70	0	300	2.5
Va1-TRIp4 (VCP)	50	125	0	300	1.7
Va1-TRIp5 (CCP)	50	50	0	150	3
Va1-TRIp16 (CCP)	50	50	0	350	3
Va1-TRlrev (VCP) ^a	50	150	0	600	2

a. VCP = Variable Confinement Pressure, CCP = Constant Confinement Pressure

de conditionnement de l'éprouvette servant à l'essai Va1-TRlrev. Chaque essai se fait sur un

éprouvette non conditionnée et comporte 80'000 cycles (sauf pour le conditionnement de l'essai réversible qui va jusqu'à 20'000 cycles). Les mesures sont acquises à la fin des cycles de chargement 100, 200, 500, 1'000, 1'500, 5'000, 7'000, 10'000, 15'000, 20'000, 30'000, 40'000, 50'000, 60'000, 70'000 et 80'000. De plus, on acquiert des mesures sur la totalité d'un cycle. Le choix de ces cycles diffère d'un essai à l'autre puisqu'il doit se faire manuellement.

4.5.3 Résultats des essais monotones

Les résultats du comportement monotone concerne la granulométrie G1 (étendue) et consiste en 3 essais triaxiaux à la rupture, sans mesure des variations de volume et en un oedomètre avec plusieurs décharges. Il est important de rappeler que ces essais sont faits sur les échantillons non-saturés ($S_r \sim 20\%$).

L'essai oedométrique monotone a été réalisé jusqu'à une force axiale de 400 kN. Même si on qualifie cet essai de monotone, on effectue des décharges. On remarque sur ces décharges que la

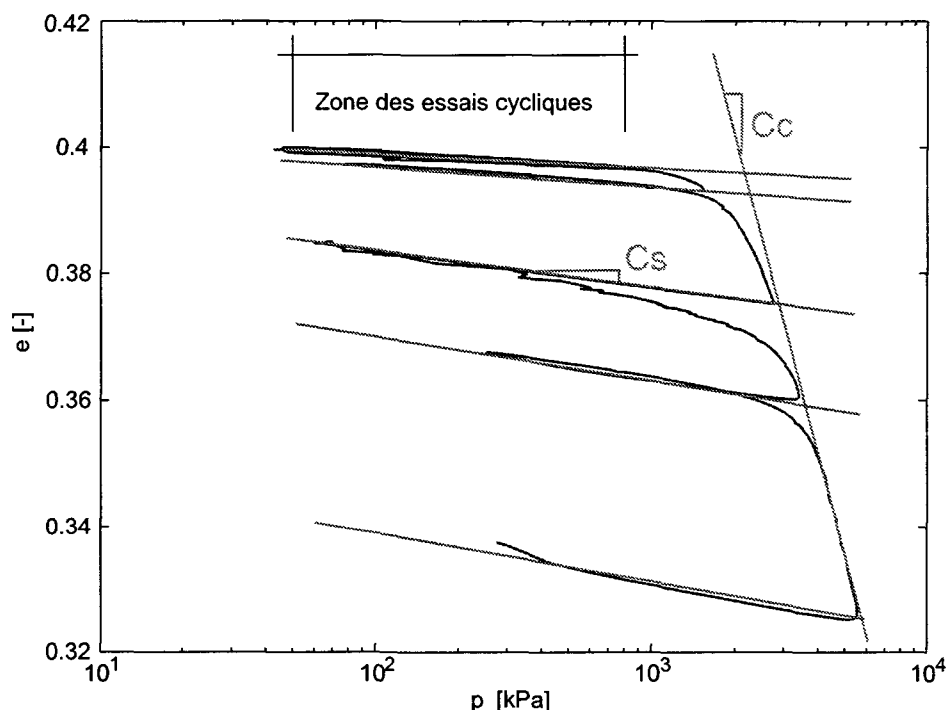


Fig. 4.27: Essai Va1-OED80m. Oedomètre monotone jusqu'à $p' = 5 \text{ Mpa}$ sur échantillon de grave de Varen.

pente élastique C_s (κ) varie en fonction de la contrainte atteinte (ou de l'indice de vides) alors qu'on peut estimer que la pente plastique C_c (λ) reste constante. On remarque que l'état de contrainte lorsqu'on décharge complètement l'échantillon reste positif, ceci parce que l'augmentation de compacité de l'échantillon induit des contraintes radiales résiduelles.

Il est également à noter que l'intervalle des contraintes dans lesquelles se font les essais cycliques présentés ci-dessous concerne toujours la partie élastique de la courbe. En effet, on peut calculer que le point de consolidation de cette grave (consolidation dynamique au Proctor) est à 2,5 [Mpa], ce qui signifie, pour prendre une analogie avec les argiles, qu'on travaille avec des échantillons surconsolidés; pour les milieux non-cohésifs (frottants) on parle plutôt de densité élevée. On

résume dans le Tableau 4.15 les valeurs des différentes pentes¹. On constate que la pente élastique

Tableau 4.15 : Pentas élastiques et plastiques dans le plan isotrope.

p' [MPa]	κ [-]	λ [-]
1.52	$1.17 \cdot 10^{-3}$	$7.34 \cdot 10^{-2}$
2.77	$2.21 \cdot 10^{-3}$	
3.4	$2.91 \cdot 10^{-3}$	
5.52	$3.6 \cdot 10^{-3}$	

augmente avec la pression moyenne.

4.5.3.1 Essais triaxiaux à la rupture

Ces trois essais avec mesure des déplacements axiaux uniquement sont réalisés à des pressions de confinement initiale relativement faible (20, 50 et 100 kPa). La Figure 4.28 montre les résultats de

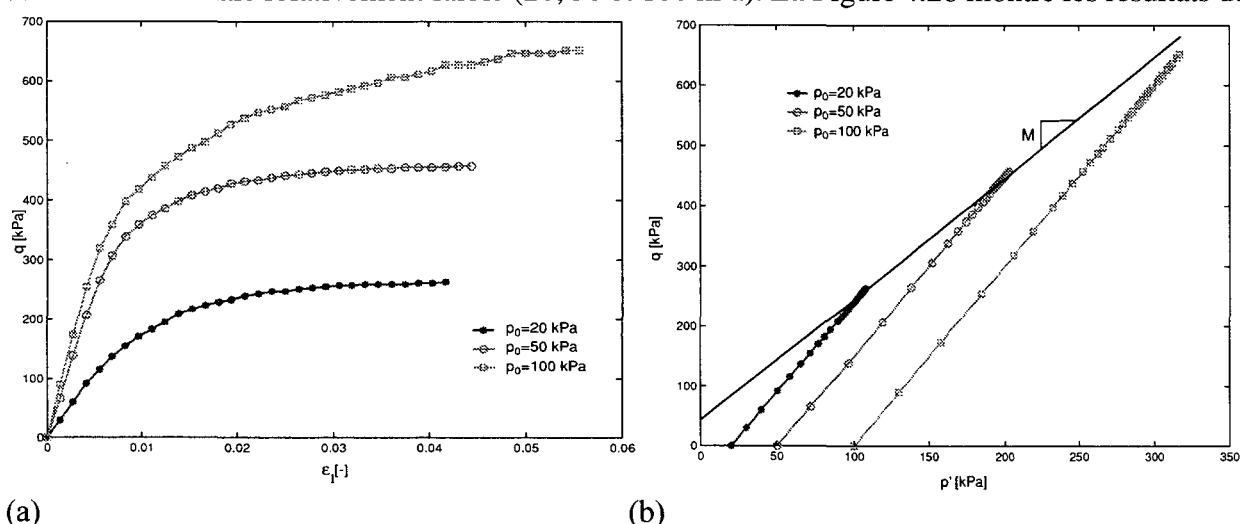


Fig. 4.28: Comportement à la rupture de la grave de Varen. Essais triaxiaux drainés monotones.

ces essais. Il est à noter que lors du calage de la loi de rupture sur les essais, on trouve une abscisse à l'origine non nulle. Ceci peut s'expliquer par la non-saturation de l'échantillon : la succion

1. Remarque : on opte pour les pentes λ et κ (plan e - $\ln p'$) plutôt que pour les pentes C_c et C_s (plan e - $\log p'$).

induisant une résistance au cisaillement même lorsque la pression moyenne est nulle.

Sur la base de ses résultats, on détermine l'angle de frottement et la cohésion de la grave comme présenté dans le Tableau 4.16

Tableau 4.16 : Paramètres plastiques du matériau de Varen

Paramètre	Valeur
penne M	2
$\phi = \arcsin\left(\frac{3M}{6+M}\right)$	49 [°]
ordonnée à l'origine S	45 [kPa]
$c' = \frac{3 - \sin\phi}{6 \cos\phi} S$	26 [kPa]

4.5.4 Résultats des essais cycliques à l'oedomètre

Les résultats des essais oedométriques de grand diamètre avec ou sans paroi souple sont présentés en détails (dans les plans caractéristiques de la mécanique des sols) dans l' Annexe 7. On résume ci-dessous les caractéristiques comportementales les plus importantes.

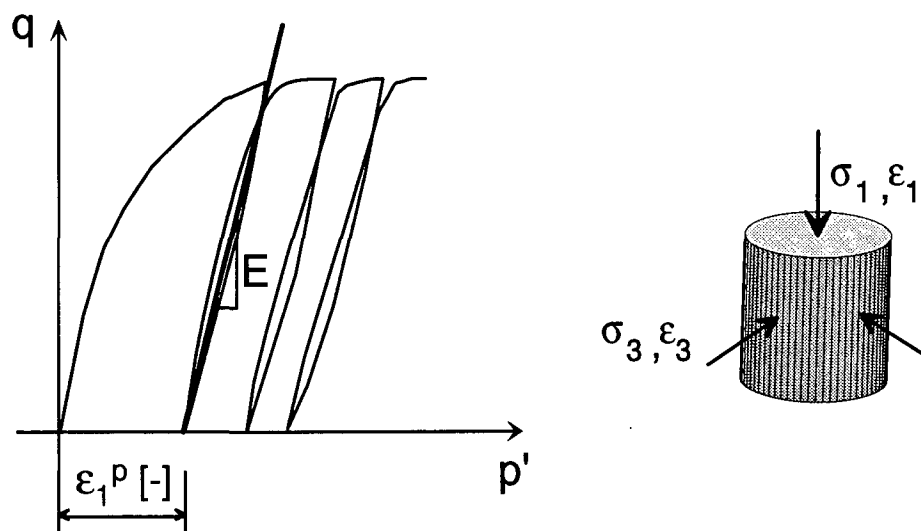


Fig. 4.29: Définition du module élastique sécant (essai triaxial).

4.5.4.1 Comportement élastique

Le comportement élastique des graves de fondations routières se caractérisent par le module élastique et le coefficient de Poisson. La Figure 4.29 montre comment se définit le module élastique sécant dans un essai triaxial.

On calcule les paramètres sécants à chaque cycle, i.e entre l'état chargé et déchargé. Ainsi on peut en voir l'évolution en fonction du nombre de cycles. Les paramètres élastiques sont calculés enre-

prenant les équations d'état de contrainte plan en coordonnées cartésiennes (qui sont les mêmes que celles en coordonnées cylindriques). De là on trouve (voir Figure 4.29)

$$\nu = \frac{\Delta\sigma_1\Delta\varepsilon_3 - \Delta\sigma_3\Delta\varepsilon_1}{2\Delta\sigma_3\Delta\varepsilon_3 - \Delta\varepsilon_1(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)} \quad (\text{Eq 4.19})$$

$$E = \frac{\Delta\sigma_1 - 2\nu\Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1}$$

La Figure 4.30 montre l'évolution des modules élastiques en fonction du nombre de cycles et de

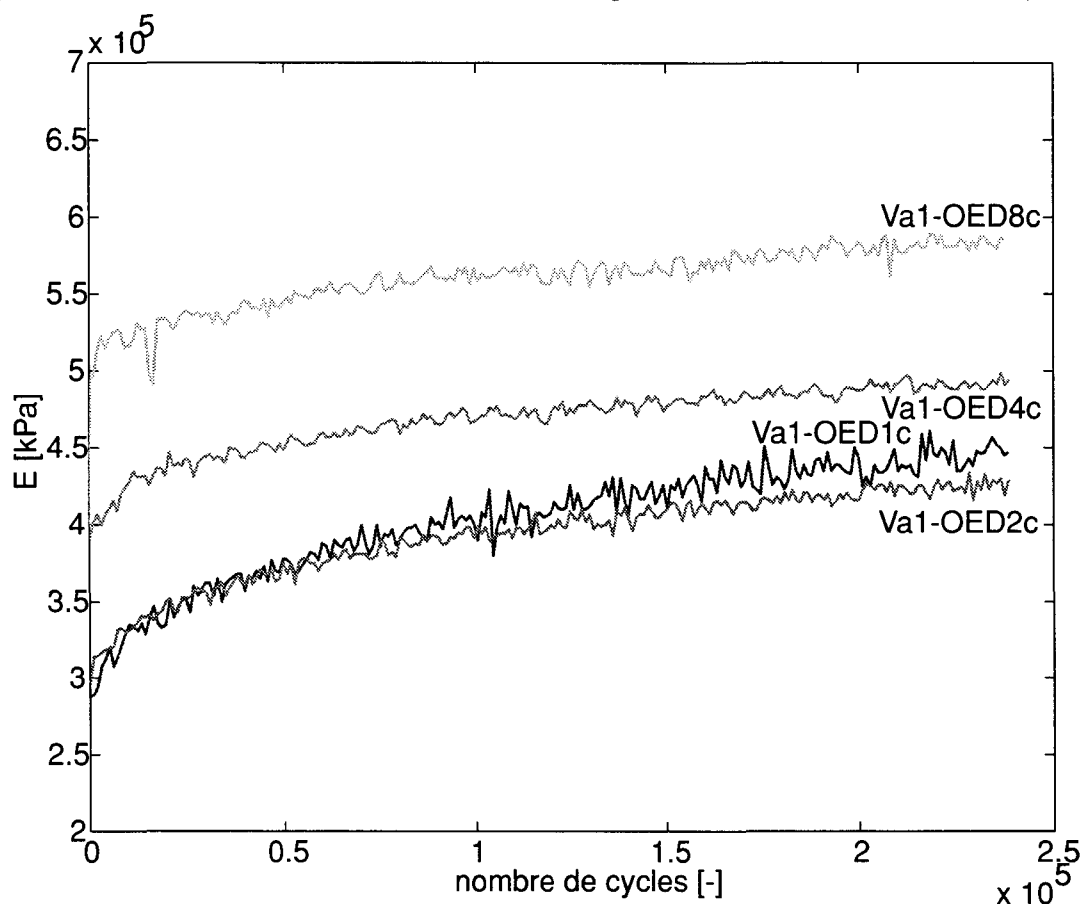


Fig. 4.30: Evolution du module élastique de la grave routière en fonction du nombre de cycles et de la contrainte axiale appliquée.

la contrainte axiale appliquée. A part pour l'essai à 100 [kPa], on peut y constater l'augmentation des modules en fonction de la pression moyenne. On peut également y voir une rigidification du

matériau en fonction du nombre de cycles qui va de pair avec son compactage. La Figure 4.31

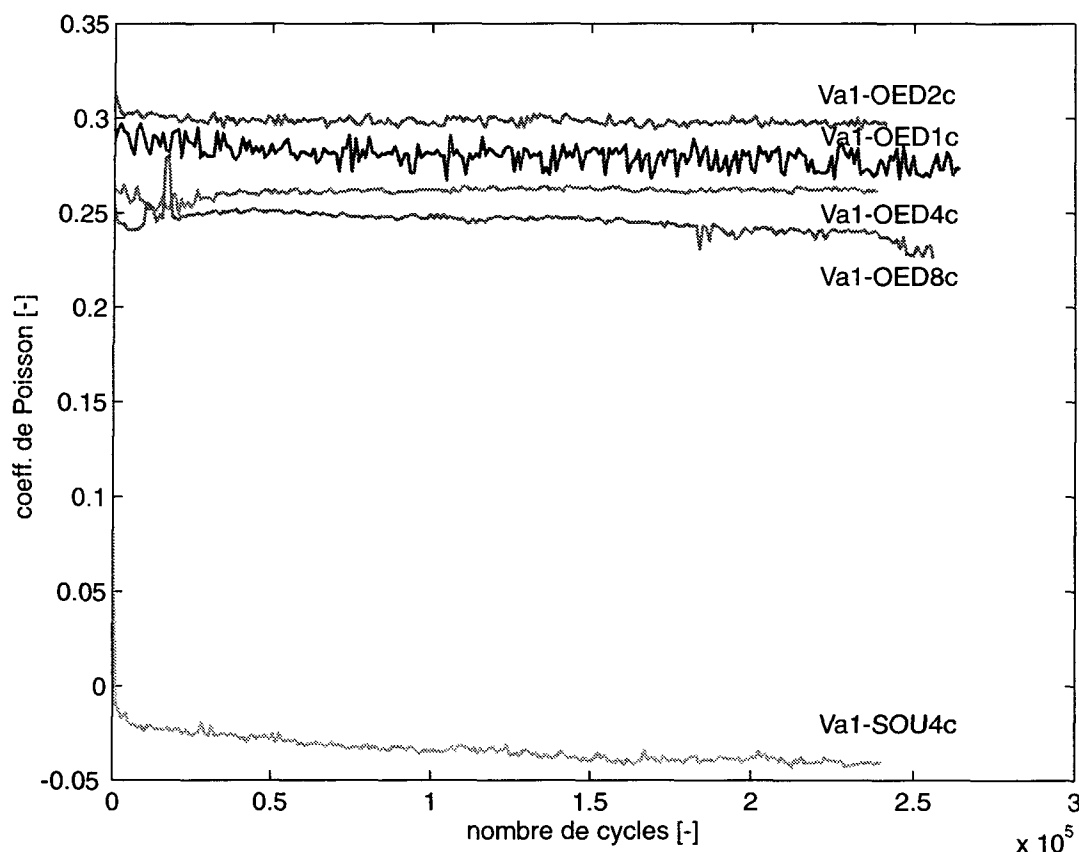


Fig. 4.31: Evolution du coefficient de Poisson de la grave routière en fonction du nombre de cycles et de la contrainte axiale appliquée.

quant à elle montre l'évolution du coefficient de Poisson. Les essais oedométriques montrent des valeurs peu dispersées, entre 0.25 et 0.3 avec une tendance à la diminution en fonction de l'augmentation de la contrainte axiale. Ces valeurs ne varient cependant pas en fonction du nombre de cycles.

4.5.4.2 Comportement plastique

On choisit la déformation axiale plastique pour représenter le comportement permanent des échantillons oedométriques. On admet que la déformation radiale plastique est nulle lors de la décharge. Ainsi la déformation axiale plastique est égale à la déformation volumique plastique et la déformation déviatoire est directement proportionnelle, d'un facteur 2/3, à cette déformation axiale plastique. La Figure 4.32 résume les résultats de chaque essai. On y remarque, outre l'augmentation de la déformation permanente en fonction de la contrainte axiale appliquée, que l'accumulation de déformations plastiques se fait lors des premiers milliers de cycles (Figure 4.32a) et qu'on atteint le 90 % de la déformation finale après environ 50'000 cycles (Figure 4.32b). Cette dernière figure montre que l'allure des déformations permanentes, la vitesse de leur développement en fonction de la déformation maximale atteinte est semblable pour tous les

essais.

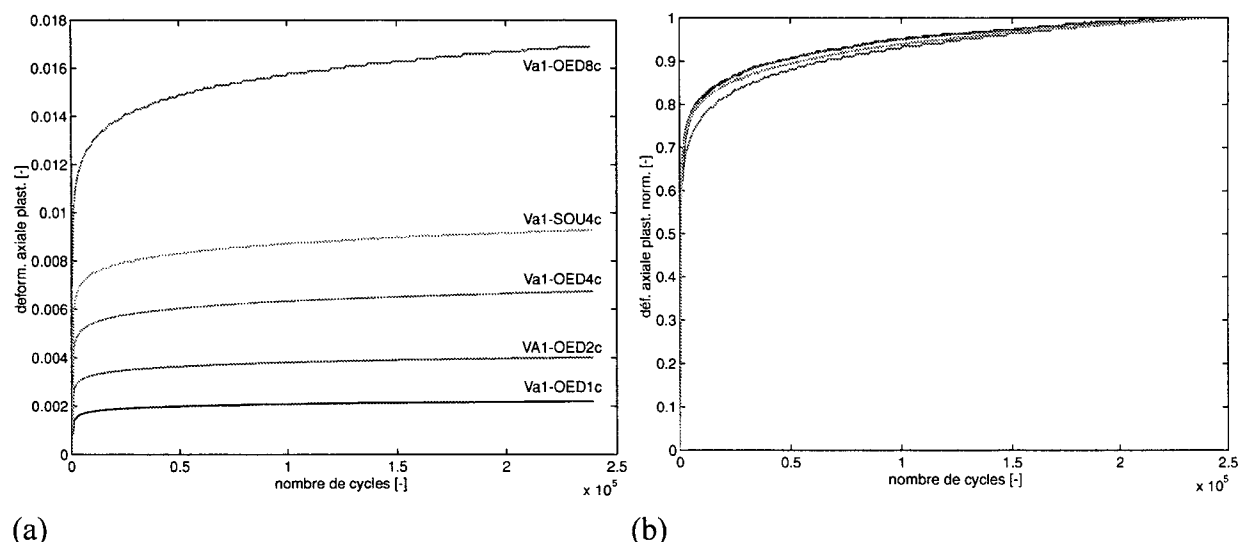


Fig. 4.32: Evolution des déformations axiales plastiques (= déformations volumiques plastiques) en fonction du nombre de cycles pour les essais oedométriques cycliques. (a) Valeurs absolues (b) Valeurs normées par rapport à la valeur maximale.

4.5.5 Résultats au triaxial cyclique

Les résultats bruts des essais au triaxial cyclique sont présentés dans l' Annexe 7. Comme pour les essais oedométriques, on présente dans cette section les caractéristiques les plus importantes.

4.5.5.1 Comportement élastique

L'étude du comportement élastique est réalisé en deux temps; tout d'abord à l'aide de l'essai réversible, qui fournit des valeurs de déformations en fonction de la pression moyenne, du déviateur cyclique et de la pente de la sollicitation, telle que présentés dans le Tableau 4.13. A l'aide de cet essai, on peut déterminer, pour chaque segment, le module élastique et le coefficient de Poisson selon l'équation 4.19. On constate que sur le chemin B on calcule des coefficients de Poisson plus haut que 0.5 et des modules de Poisson négatifs, ce qui pourrait s'expliquer par l'anisotropie

du matériau qui a tendance à développer peu de déformations radiales. Le comportement élasti-

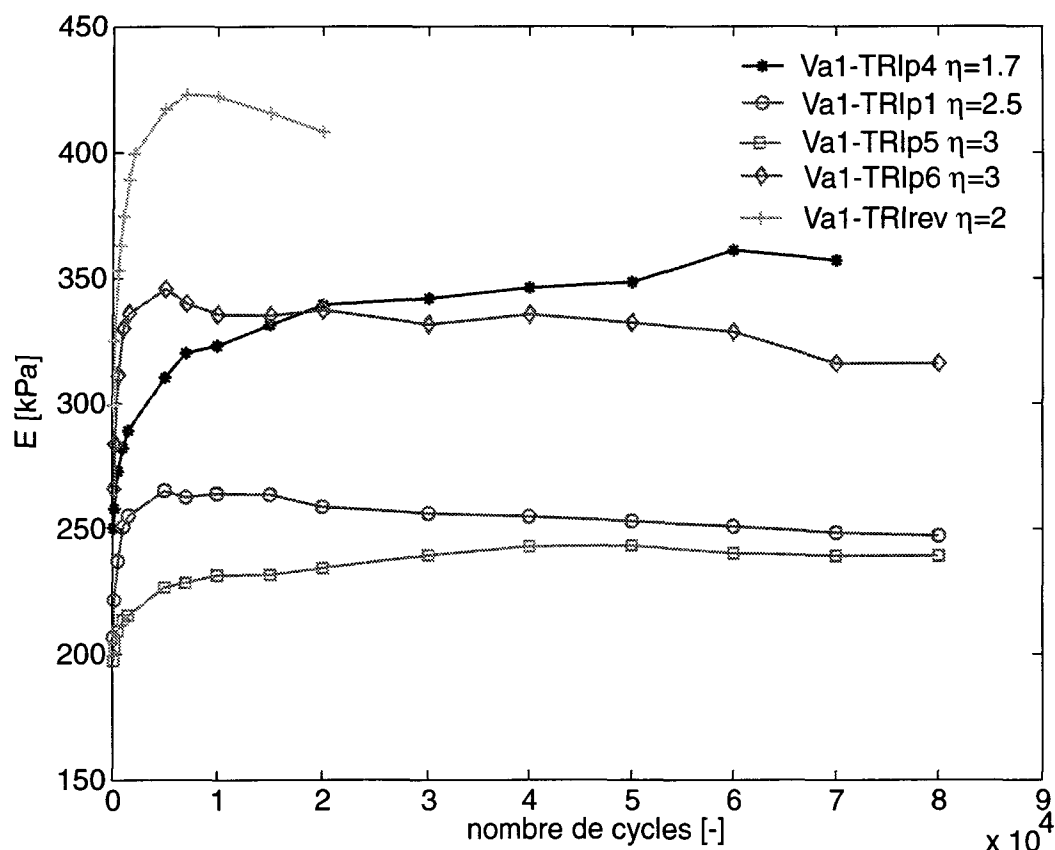


Fig. 4.33: Evolution du module élastique de la grave routière en fonction du nombre de cycles et de la contrainte axiale appliquée.

Tableau 4.17 : Mesures des caractéristiques élastiques de l'essai Va1-TRIrev

Segment	Δp [kPa]	Δq [kPa]	η	ε_1^r [10^{-4}]	ε_3^r [10^{-4}]	E [Mpa]	ν [-]
B1	56.8	32.5	0.5	1.9	0.3	-135	0.64
B2	117.7	65.4	0.5	3.4	0.5	-174	0.65
B3	207.0	109.2	0.5	4.8	0.8	-259	0.68
B4	299.2	157.3	0.5	5.8	1.1	-325	0.70
D1	98.2	153.5	1.5	5.7	-1.0	215	0.34
D2	198.6	304.7	1.5	8.7	-1.7	272	0.35
D3	298.0	454.9	1.5	10.5	-2.0	335	0.35
D4	397.1	603.4	1.5	11.9	-2.0	394	0.34
E1	88.6	185.5	2	6.9	-2.1	239	0.36
E2	177.3	363.4	2	10.0	-3.1	322	0.37
E4	297.4	602.1	2	12.5	-4.0	422	0.38
F1	57.9	151.0	2.5	6.4	-2.5	228	0.41
F2	89.1	229.1	2.5	8.3	-3.5	264	0.43
F3	117.0	299.7	2.5	9.4	-4.2	302	0.45

que est aussi présenté en termes d'évolution des modules élastiques et de coefficient de Poisson avec le nombre de cycles pour les 4 essais Va1-TRIp1 à Va1-TRIp6. La Figure 4.33 présente cette

évolution. Sur cette figure, on peut voir que le module élastique a également tendance à augmenter avec le nombre de cycles. Dans les cas des chemins fortement déviatoires, il a cependant tendance à rediminuer ce qui pourrait être dû à la dilatance.

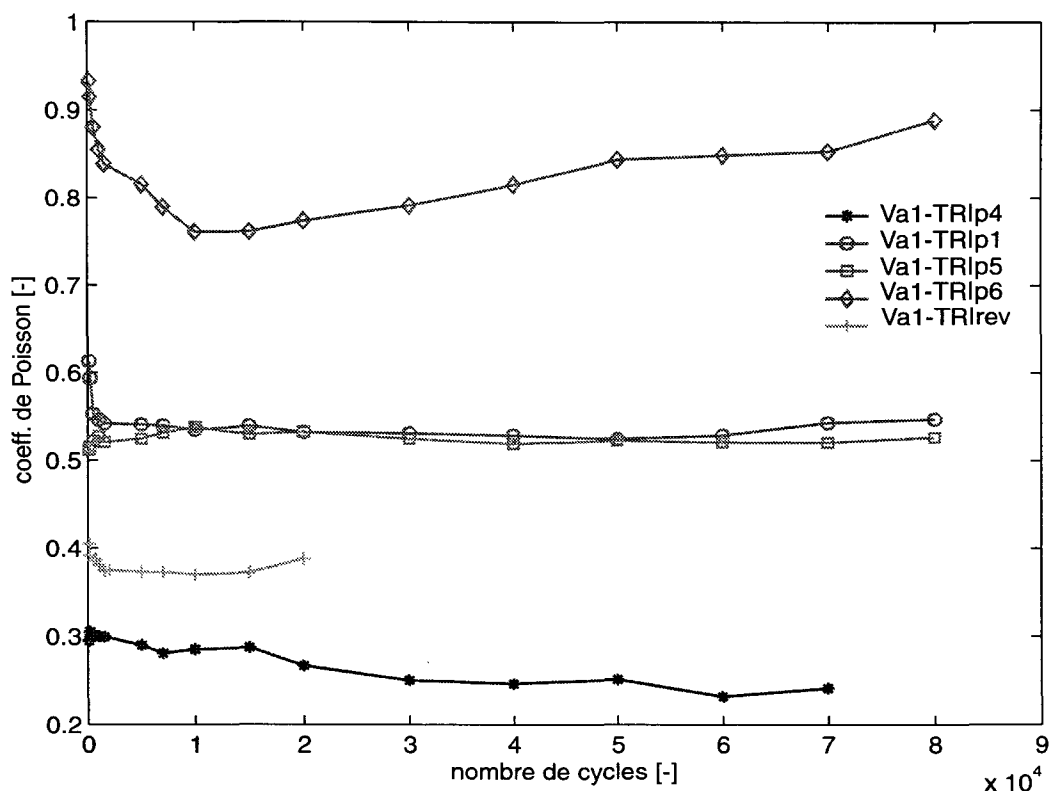


Fig. 4.34: Evolution du coefficient de Poisson de la grave routière en fonction du nombre de cycles et de la contrainte axiale appliquée.

La Figure 4.34 montre l'évolution du coefficient de Poisson pour ces essais triaxiaux. On y constate que des valeurs plus grandes que 0.5 sont calculées. Pour les matériaux qui sont non-linéaires, la valeur du coefficient de Poisson sécant n'a pas de valeur intrinsèque et la limite à 0.5 que l'on connaît en élasticité isotrope pour les matériaux incompressibles ne s'applique plus dans ce cas. Ce point reste néanmoins à éclaircir.

4.5.5.2 Comportement plastique

Les résultats des essais de comportement plastique sont présentés en termes de déformations radiales et axiales plastiques en fonction du nombre de cycles (voir Figure 4.35) puis en termes de déformation volumique plastique et de déformation déviatoire plastique toujours en fonction du nombre de cycles. Sur la Figure 4.35, on remarque que plus la pente de la sollicitation est raide et plus la composante radiale devient négative (dilatation) ce qui conduit à un comportement de moins en moins contractant (voir Figure 4.36a). Au contraire, lorsque le comportement se rapproche de celui oedométrique (avec des pentes de 1,5) les déformations volumiques augmentent. En ce qui concerne les déformations déviatoires, leurs amplitudes sont directement liées à l'amplitude du déviateur imposé (voir Figure 4.44b).

4.5.6 Commentaires et conclusions

Les essais réalisés sur cette grave de fondation routière tirée d'un matériau brut d'excavation ont

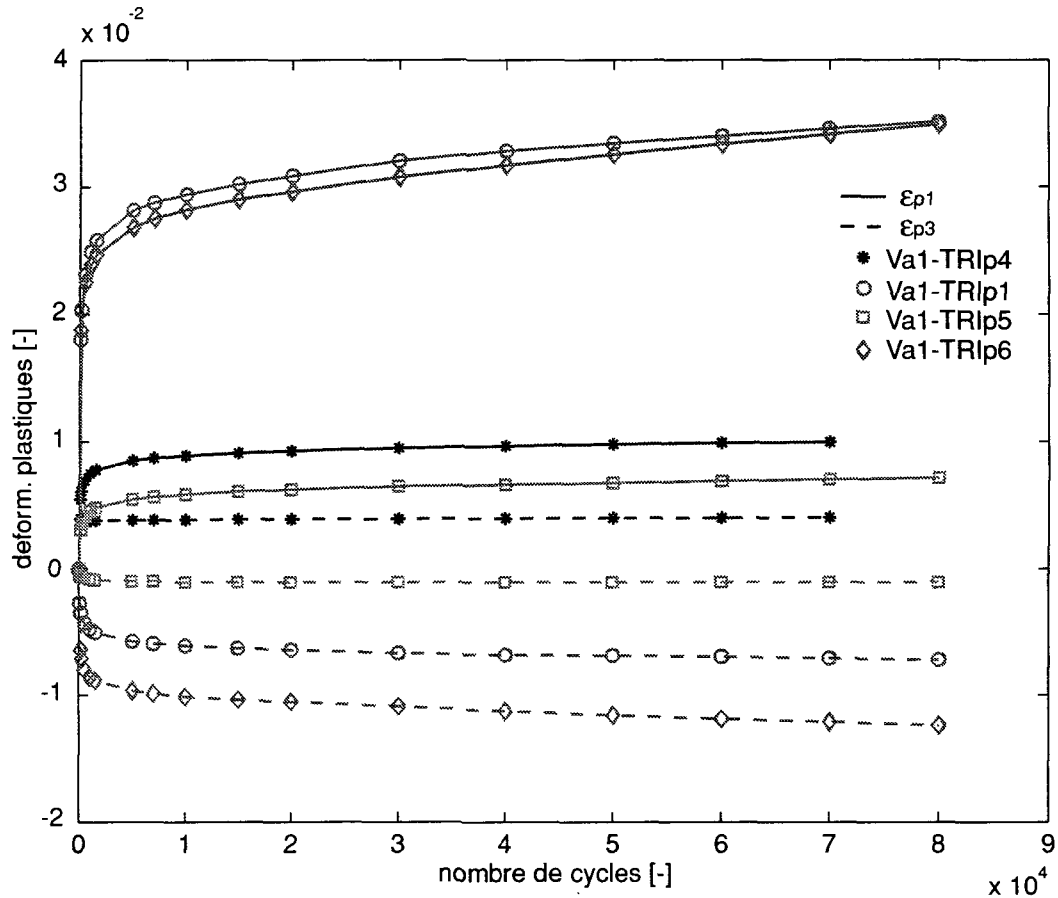


Fig. 4.35: Evolution des déformations radiales et axiales plastique en fonction du nombre de cycles.

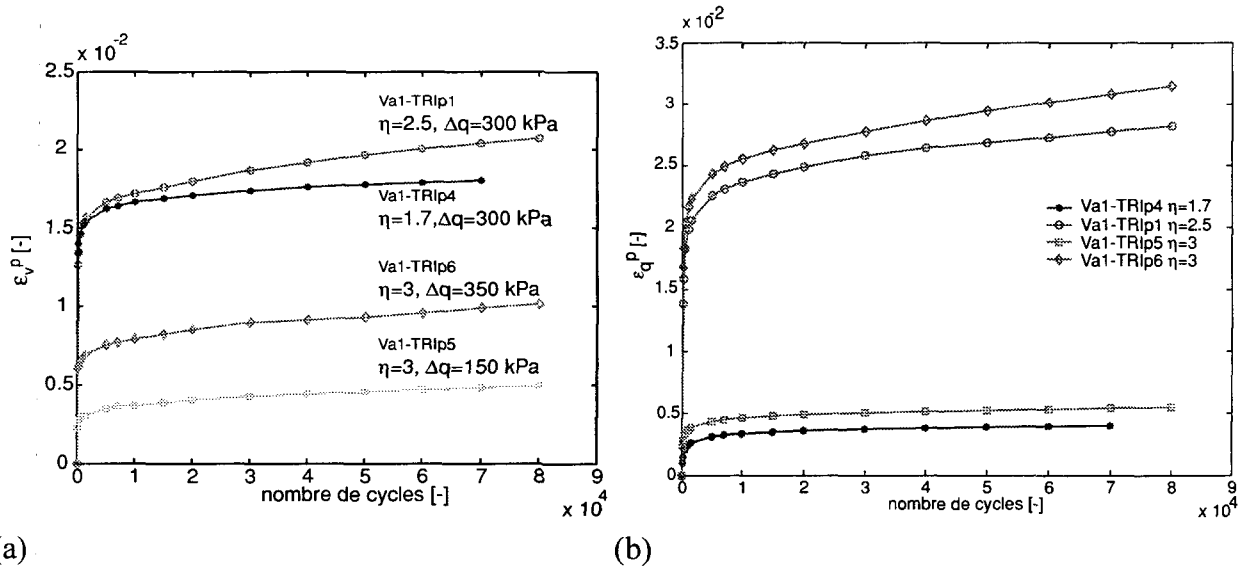


Fig. 4.36: Evolution des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles. (a) Déformations volumiques plastiques. (b) Déformations déviatoires plastiques.

montré que :

- Le comportement élastique des ces matériaux est fortement non-linéaire et dépendant de la pression moyenne, de l'amplitude du déviateur imposé, de la pente de la sollicitation et de sa compacité, cette dernière évoluant en fonction du nombre de cycles.

- Le calcul des paramètres élastiques sous des hypothèses d'isotropie conduit à des valeurs de modules élastiques et de coefficients de Poisson aberrantes. Ainsi l'anisotropie devrait plutôt prévaloir. La mauvaise forme des grains (aiguilles) explique cette anisotropie. Les granulats se mettent en place de manière horizontale, et ceci est spécialement le cas lors de la mise en place par vibro-compression.
- Le comportement plastique de ce matériau montre un net phénomène d'accommodation avec une forte accumulation des déformations plastiques lors des premiers cycles. 90 % de la déformation axiale finale est atteinte après 50'000 cycles de sollicitation, ce qui est rapide comparé au nombre de cycles que subit une fondation de chaussée lors de sa durée de vie ($>10^6$).
- Le chemin suivi dans l'oedomètre à paroi souple impose à l'échantillon une rotation brusque de 90° des contraintes principales. Il s'agit d'un essai compliqué à simuler dont on ne se servira pas par la suite.

4.6 Ruptures de grains

4.6.1 Introduction

Cette section présente les résultats des essais réalisés sur le calcaire de Varen et le grès de Villarlod afin d'étudier leur propension à présenter des ruptures de grains.

4.6.2 Programme des essais

Ces mesures reprennent en partie les essais cycliques réalisés pour l'étude du comportement à long terme du calcaire de Varen ainsi que des essais monotones à fortes contraintes (jusqu'à 5 Mpa) sur le calcaire et le grès comme résumé dans le Tableau 4.18

4.6.3 Evolution granulométrique

4.6.3.1 Essais sur granulométrie étendue G1

L'évolution granulométrique sur la granulométrie étendue G1 concerne le calcaire de Varen. On a estimé la granulométrie à la fin d'un essai oedométrique monotone (Va1-OED80m) à forte contrainte (voir Figure 4.37a) ainsi qu'à la fin de chacun des essais oedométriques cycliques (Va1-OED200c, Va1-OED400c, Va1-OED800c) dont les résultats sont présentés plus haut à la section 4.5.4 (voir Figure 4.37b).

Sur cette figure on constate que les grandes contraintes imposées ($\sigma_{1\max} = 8$ Mpa) provoquent des ruptures de grains. En effet, on ne distingue pas d'augmentation sensible des fractions fines mais

plutôt des fractions entre 1 et 4 mm ce qui signifie que les grains se rompent plus qu'ils ne s'émoussent (phénomène d'attrition).

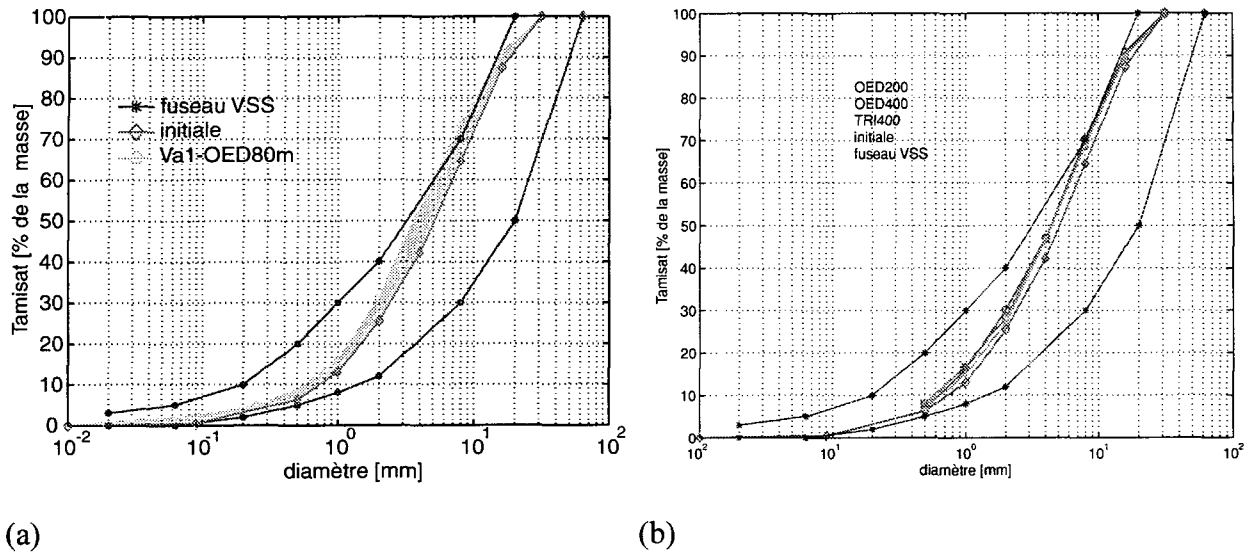


Fig. 4.37: Evolution granulométrique des essais oedométriques sur matériau de Varen avec granulométrie étendue. (a) essai monotone Va1-OED80m (b) essais cycliques Va1-OED200c, Va1-OED400c, Va1-OED800c.

Tableau 4.18 : Essais utilisés dans le cadre de l'estimation des ruptures de grains

Matériau	Granulométrie	$\sigma_{1,max}$ [Mpa]	essais oedom.	Mesures effectuées
Calcaire	étendue G1	0.2	Va1-OED2c (cyclique)	granulométrie après essai
		0.4	Va1-OED4c (cyclique)	
		0.8	Va1-OED8c (cyclique)	
	étendue G1	8	Va1-OED80m (monotone)	granulométrie après essai
	droite G2	0.8	Va2-OED8c (cyclique)	mesures de l'angularité
	droite G2	0.5	Va2-OED5m (monotone)	granulométrie après essai
Grès	droite G2	1.6	Va2-OED16m (monotone)	granulométrie après essai
		5	Va2-OED50m (monotone)	
		0.5	Va2-OED5m (monotone)	
		1.6	Va2-OED16m (monotone)	
		5	Va2-OED50m (monotone)	

Au contraire, le niveau de contrainte imposé lors des essais cycliques n'est pas suffisamment fort pour provoquer des ruptures significatives par fatigue (après 250'000 cycles du moins). En effet les courbes granulométriques déterminées après ces essais diffèrent peu de la courbe originale

4.6.3.2 Essais sur granulométrie droite

Sur la granulométrie droite du matériau de Varen (G2), a été réalisé un essai de compactage cyclique sur une seule fraction de la grave, la fraction 8-16 mm, avec une amplitude de contrainte appliquée de 800 [kPa] (Va2-OED8c). Ne pas avoir de fines dans le matériau, signifie diminuer le

nombre de contact entre grains, augmenter les forces intergranulaires et donc favoriser les ruptures de grains. La Figure 4.38 montre le résultat de cet essai.

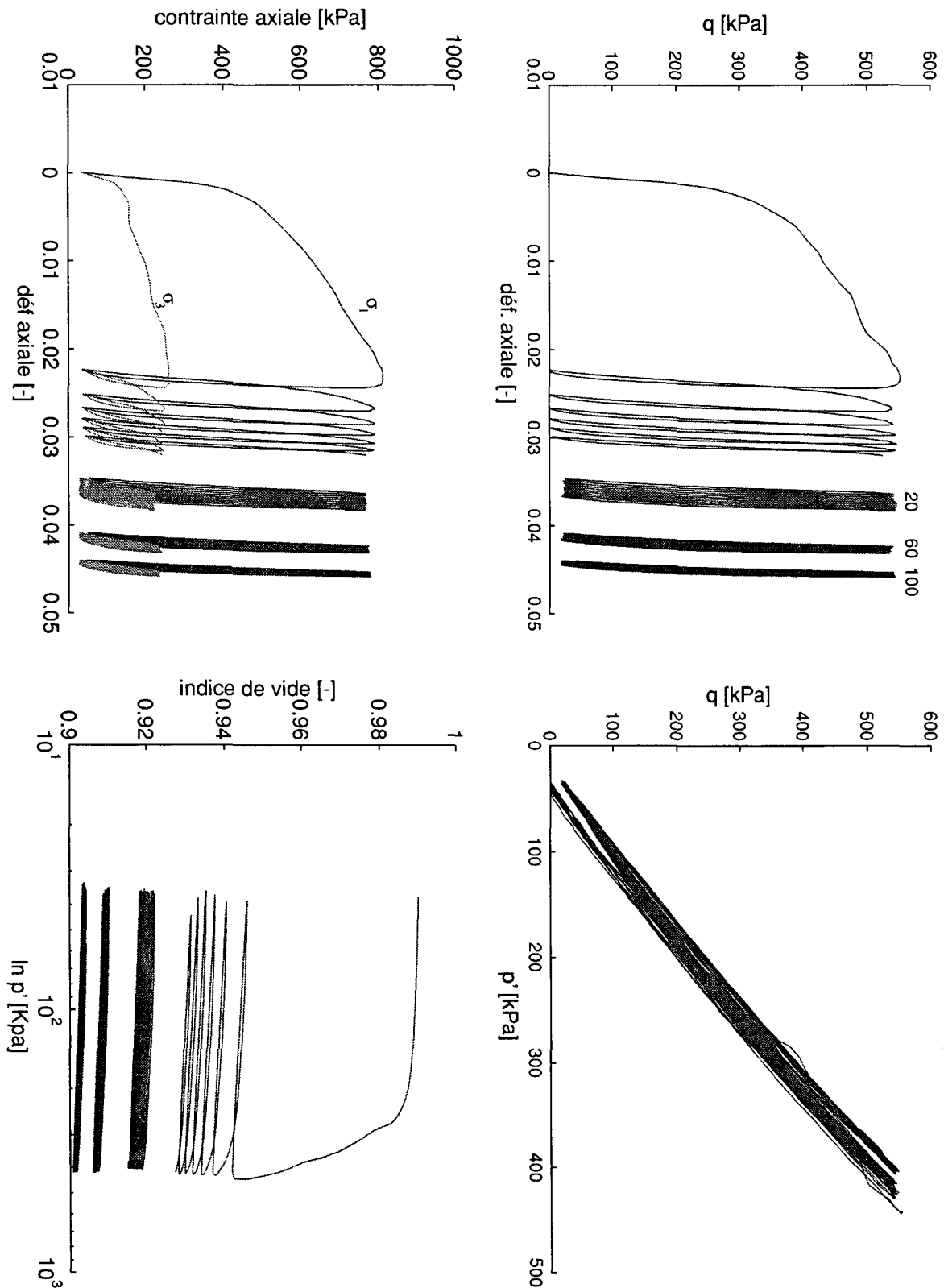


Fig. 4.38: Essai de compactage oedométrique avec 800 kPa de contrainte axiale maximale.

Le matériau a été mis en place de manière lâche (simple déposition à l'intérieur du moule). Il possède un indice de vide initial de 0.99 ce qui explique la compression dans le premier cycle d'un ordre de grandeur 10 fois supérieur aux autres cycles. Une centaine de cycles a été imposée à une fréquence de 0.1 Hz. Contrairement aux essais sur le grès avec granulométrie étendue, on remarque bien dans le plan $e-\ln p'$ le passage d'une pente élastique à une pente plastique lors de la première mise en charge. La Figure 4.39 montre la granulométrie après essai. Là également, on

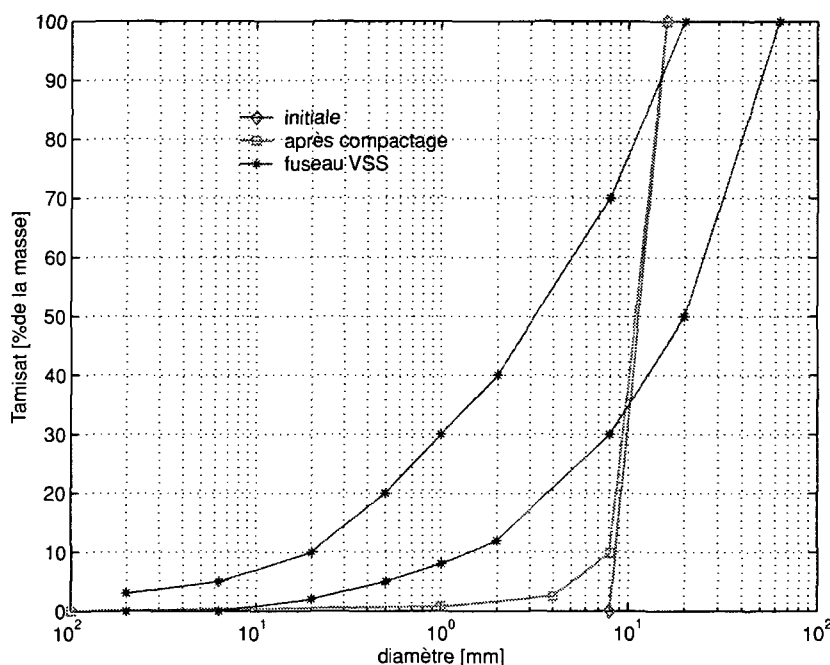


Fig. 4.39: Comparaison des granulométries avant et après essai, pour l'essai sur une fraction seule (8-16 mm). Va2-OED8c.

constate que les fractions fines n'augmentent pas significativement. Par contre on voit apparaître une fraction 4-8 mm (10 %). On se trouve de nouveau face à des ruptures de grains plutôt que d'attrition. Néanmoins, on considère qu'une variation de 10 % n'est pas une différence sensible.

4.6.3.3 Essais comparatifs sur calcaires et grès

Des essais oedométriques monotones ont été réalisés sur la fraction 8-16 [mm] du calcaire de Varen et sur celle du grès de Villarlod, dans le but d'estimer les ruptures de grains en sollicitations monotones et de comparer l'effet des différentes minéralogies. La Figure 4.40 résume ces essais, effectués jusqu'à des valeurs de contrainte axiale de 0.5, 1,6 et 5 [MPa]. On y remarque la différence d'indice de vide initial entre les deux matériaux, due essentiellement à la différence d'angularité des grains. En effet, les grains de grès présentent des arêtes émoussées dues au seul tamisage effectué pour séparer les différentes fractions. Une représentation des grains de grès est donnée à la Figure 4.42a alors que les grains calcaires sont montrés à la Figure 4.2a. Sur la Figure 4.40 sont également représentées les valeurs des pentes oedométriques en fonction de l'étalement granulométrique (d_{60}/d_{10}) et de l'angularité des grains, déduites par corrélation (Biarez et Hicher

1997). S'il n'y a pas de ruptures de grains, la pente de l'essai devrait suivre ces directions. Ce

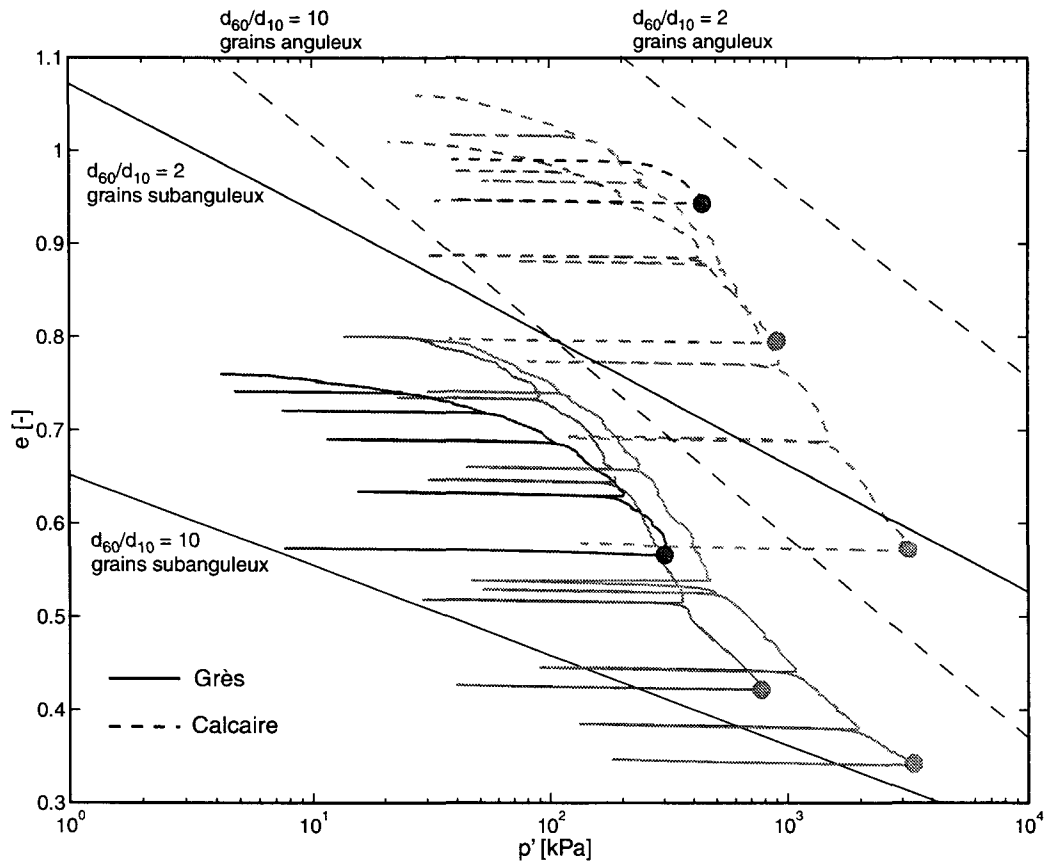


Fig. 4.40: Essais oedométriques avec ruptures de grains. Comparaison avec les corrélations donnant les pentes oedométriques en fonction de l'étalement granulométrique.

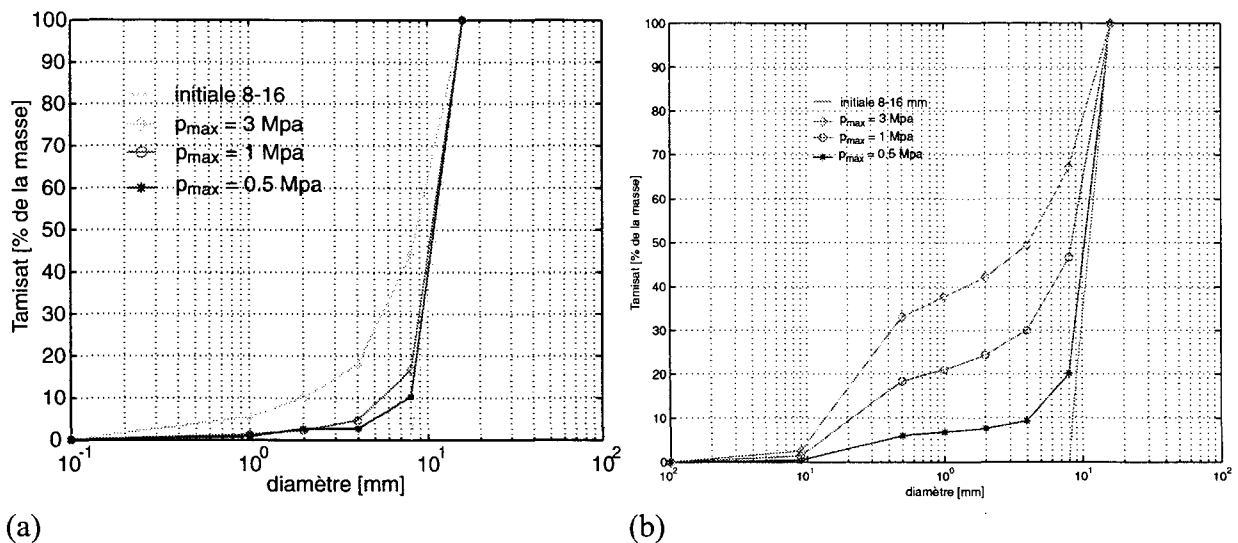


Fig. 4.41: Evolution de la granulométrie des échantillons après les essais oedométriques à fortes contraintes. (a) Calcaire de Varen. Essais Va2-OED8,16,50 (b) Grès de Villarlod. Essais Vi2-OED8,16,50.

n'est pas le cas ici et on voit que la pente oedométrique coupe ces isovalues d'étalement granulométriques vers des droites d'étalement plus important. Pour le prouver, une granulométrie est réa-

lisée après chaque essai, qui permet de suivre son évolution. La Figure 4.41 présente le résultat de ces granulométries pour les deux types de roches testés. On y constate qu'en fonction de la pression moyenne maximale appliquée à l'échantillon, la granulométrie se modifie par l'apparition de grains plus fins. La différence de comportement liée à la minéralogie des roches est patente puisque le grès, à la résistance mécanique plus faible, présente plus de ruptures de grains que le calcaire, pour une même pression moyenne atteinte.

On constate également que pour le grès molassique, les ruptures de grains ont lieu dès des valeurs de pressions moyennes faibles (de l'ordre de 100 à 200 kPa) alors que pour le calcaire de Varen, ce point se situe plutôt vers 500 kPa.

Tableau 4.19 : Rapport d_{60}/d_{10} pour les différents essais oedométriques réalisés

p'_{\max} [MPa]	Calcaire de Varen			Grès de Villarlod		
	d_{60} [mm]	d_{10} [mm]	d_{60}/d_{10}	d_{60} [mm]	d_{10} [mm]	d_{60}/d_{10}
init	12.2	8.6	1.4	12.2	8.6	1.4
0.5	11.0	8	1.4	11.2	4.1	2.7
1	11.7	5.5	2.1	9.5	0.22	43
3	10.4	2.2	4.7	6.0	0.13	46

Dans le Tableau 4.19 est présenté l'évolution des diamètres caractéristiques afin de les mettre en rapport avec les corrélations données par (Biarez et Hicher 1997). On constate que le calcaire de Varen satisfait correctement ces relations, ce qui n'est pas le cas du grès de Villarlod. A fortes contraintes apparaissent beaucoup de fines : environ 30% de la masse contient des grains plus petits que 0.5 [mm]. La destruction des liens entre les grains de sable composant le grès (roche détritique) explique cette forte proportion de matériau fin.

4.6.4 Mesures morphologiques

On présente ici l'application des mesures morphologiques présentées à la section 4.3.7 sur quelques fractions de nos matériaux et notamment de la mesure d'angularité.

4.6.4.1 Mise en place

Les grains sont mis en place manuellement sur la plaque translucide. En mettant un même échantillon deux fois différemment sur la plaque, les résultats vont différer. Cela est surtout vrai si les grains sont cubiques puisqu'il ne possède alors pas de position préférentielle. Au contraire, des grains plats, tels que ceux du calcaire de Varen, auront tendance à se placer en présentant à l'objectif leur plan perpendiculaire à leur épaisseur (leur plus petite dimension).

Afin de tester l'importance de la mise en place des grains sur la plaque translucide, le même échantillon est remis en place aléatoirement 6 fois et traité. Après traitement, on peut comparer les

valeurs des moyennes de chaque paramètre et déterminer un intervalle de confiance sur leur vraies valeurs tel que rappelé dans le Tableau 4.20.

Tableau 4.20 : Reproductibilité des résultats : Moyennes et intervalles de confiance à 95% des paramètres morphologiques d'un échantillon 16-31.5 remis en place 6 fois. (Echantillon de 42 grains)

paramètre	1	2	3	4	5	6	intervalle à 99%
Aire [mm ²]	856.1	860.6	853.6	849.7	852.2	855.8	[853.2;856.1]
Périmètre [mm]	115.7	117.0	115.8	115.4	116.2	116.2	[115.83;116.26]
Plus grande distance	44.7	45.5	44.9	44.7	44.8	45	[44.84 ; 45.06]
Facteur d'élongation	2.47	2.57	2.52	2.5	2.55	2.52	[2.534;2.507]

L'interprétation de cet intervalle de confiance nous dit que si l'on répétait l'expérience à l'infini, 99 % des valeurs tomberaient dans cet intervalle. On constate donc que, par exemple sur la plus grande distance, on fait une erreur d'au maximum 0.2 mm, c'est-à-dire de 1,25 % si on la rapporte au diamètre minimum des grains. L'erreur que l'on fait lors de la mise en place est ainsi du même ordre de grandeur que la précision du système (voir section 4.3.7.2) et ne préterite donc pas la qualité de la mesure.

4.6.4.2 Test de la mesure d'angularité

Cette méthode a été appliquée sur les grains des grandes fractions des matériaux utilisés dans cette étude. Auparavant, on a testé la méthode sur une abaque de Brewer (Figure 4.42) pour laquelle l'algorithme de la transformée de Hough avait donné des résultats (Luo 1995). La version de l'algorithme utilisée diffère de celle implémentée par Luo, ce qui explique les différences de valeurs mesurées. (voir le Tableau 4.21 et le Tableau 4.22). En effet, nos valeurs varient de 0.499 à 0.841 alors que celles de Luo varient de 0.303 à 0.562. Néanmoins on constate que la moyenne

des mesures sur 4 grains de même angularité (valeur R dans l'abaque) suit une tendance égale dans nos mesures comme dans celles de Luo, avec un décalage vers le haut des valeurs.

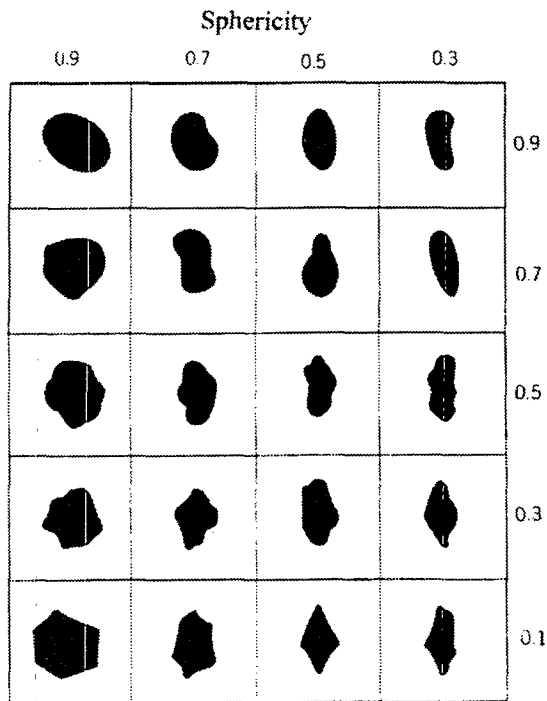


Fig. 4.42: Abaque de Brewer

Tableau 4.21 : Nos mesures d'angularité

S-R	0.9	0.7	0.5	0.3	moy.
0.9	0.833	0.889	0.827	0.816	<i>0.841</i>
0.7	0.571	0.755	0.635	0.861	<i>0.706</i>
0.5	0.643	0.769	0.790	0.833	<i>0.759</i>
0.3	0.447	0.613	0.734	0.534	<i>0.582</i>
0.1	0.347	0.555	0.408	0.687	<i>0.499</i>
moy.	0.568	0.716	0.678	0.746	

Roundness

Tableau 4.22 : Mesures de Luo

S-R	0.9	0.9	0.7	0.5	moy.
0.9	0.579	0.567	0.545	0.556	<i>0.562</i>
0.7	0.381	0.637	0.538	0.556	<i>0.528</i>
0.5	0.470	0.385	0.500	0.444	<i>0.450</i>
0.3	0.263	0.415	0.513	0.250	<i>0.360</i>
0.1	0.235	0.393	0.250	0.333	<i>0.303</i>
moy.	0.386	0.479	0.470	0.428	

4.6.4.3 Echantillon de grès

Afin de démontrer qu'il peut survenir des modifications de morphologie mesurables par notre système, on a réalisé un essai sur la fraction 8-16 [mm] du grès de Villarlod, avant et après un

tamisage violent qui a émoussé les arêtes des grains (voir Figure 4.42).

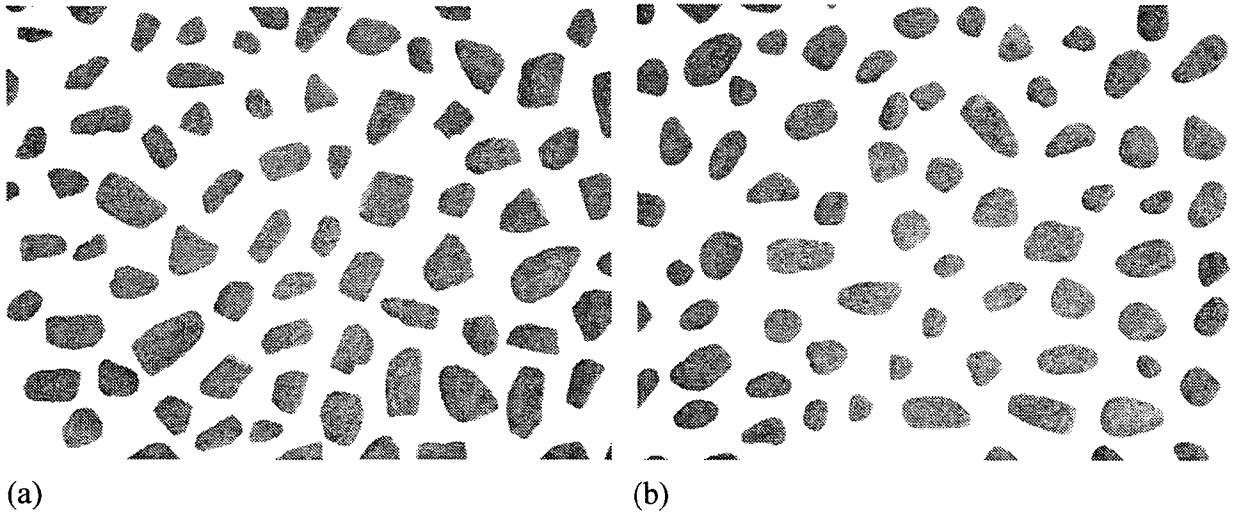


Fig. 4.42: Fraction 8-16 [mm] du grès de Villarlod. (a) avant le tamisage (b) après le tamisage

On a vu les différences qu'il existe en terme de compressibilité entre ce matériau et le calcaire de

Varen due à sa faible résistance et aux ruptures de grains (voir section 4.6.3.3). Les mesures mor-

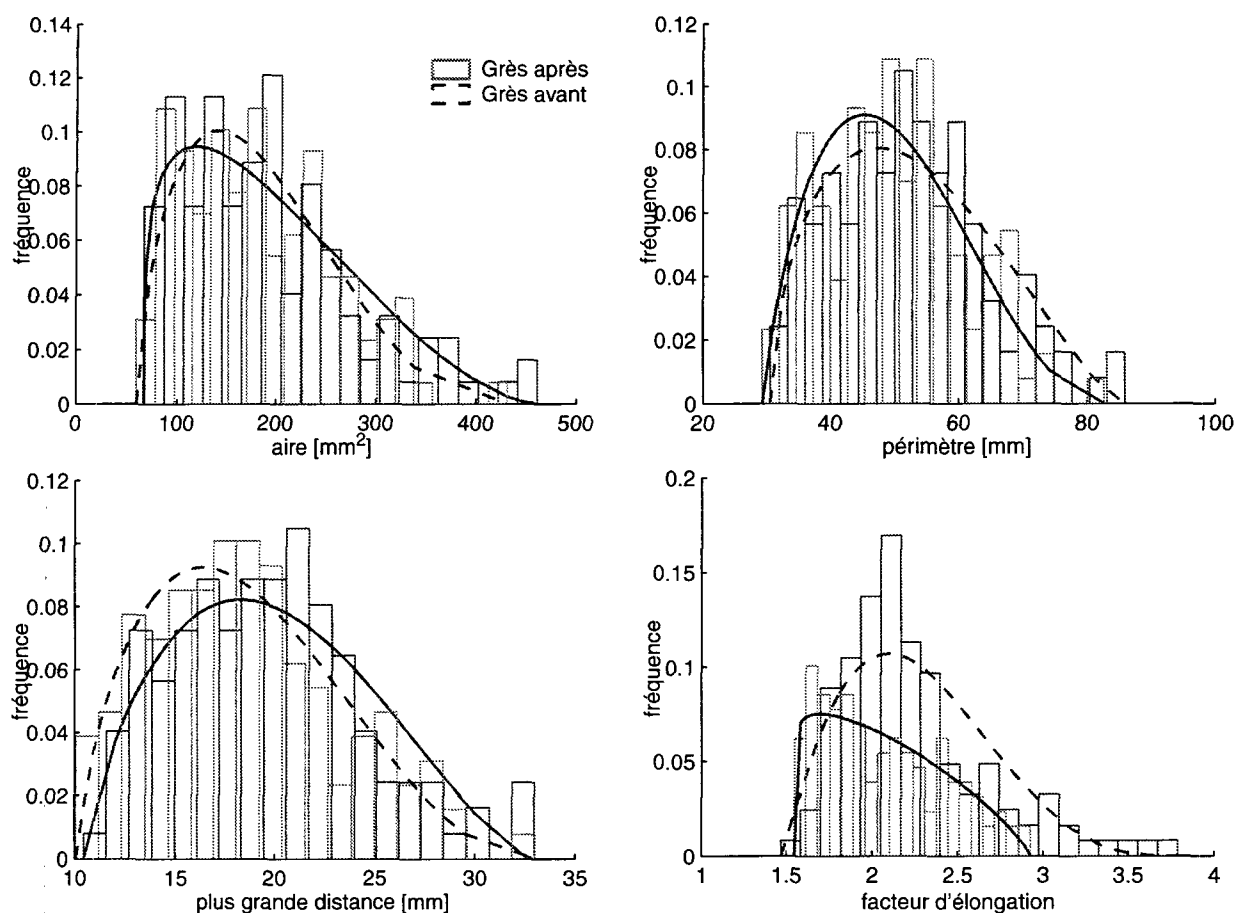


Fig. 4.43: Paramètres morphologiques du grès de Villarlod avant et après tamisage.

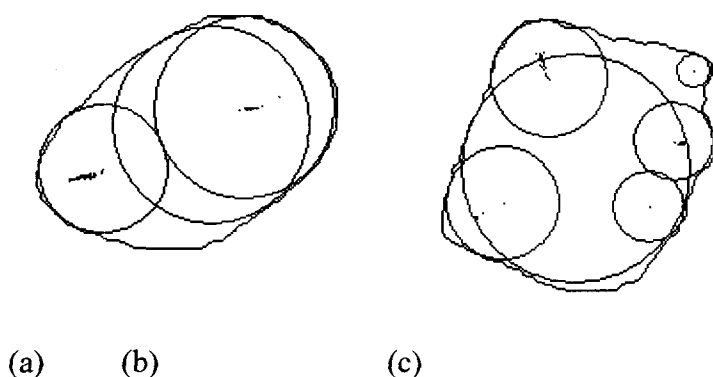


Tableau 4.23 :

	avant	après
moyenne	0.5161	0.015
écart-type	0.6150	0.008
Student	$t_{\text{obs}} = 2.92 > t_{38} = 2.42$	

Fig. 4.44: Estimation de l'angularité des grains (a) exemple de grain avant le tamisage (b) exemple de grain après le tamisage (c) Valeur de l'angularité (moyenne sur $2 * 20$ grains) et test d'égalité des moyennes à 99%.

phologiques montrent que les moyennes des aires, des plus grandes distances et surtout des facteurs d'élongation diminuent (Figure 4.43). Pour chaque grandeur, une distribution beta (Morgenthaler 1997) est admise, dont les paramètres sont calculés en prenant comme borne infé-

rieure et supérieure les valeurs minimale et maximale de ces grandeurs. Cette distribution est représentée avec les fréquences de chaque classe de mesure.

On remarque également l'évolution que le tamisage occasionne sur l'angularité des grains. La valeur de Krumbein (équation 4.13) mesurée après l'émoussage des grains est statistiquement différente de celle avant, puisque le test d'égalité des moyennes avant et après essai conduit à rejeter l'hypothèse nulle d'égalité des moyennes

4.6.4.4 Echantillon de Varen

Une mesure morphologique de grains a été faite avant et après l'essai Va1-OED4c sur la fraction 16-32 [mm] dont on voit une image à la Figure 4.15. On a déjà constaté avec les granulométries qu'il n'y avait pas d'évolution due aux ruptures de grains (voir section 4.6.3). On mesure également qu'il n'y a pas de différences significatives dans les paramètres morphologiques des grains. En effet, la Figure 4.44 montre que la variation des moyennes des paramètres mesurés avant et après l'essai ne sont pas significatives. De même pour les mesures d'angularité, on ne constate pas d'évolution de la surface du granulat. L'hypothèse nulle d'égalité des moyennes de la valeur de Krumbein avant et après essai est largement accepté dans ce cas.

4.6.5 Commentaires et conclusions

Dans cette section ont été présentés des résultats destinés à évaluer l'évolution morphologique des matériaux avant et après les essais oedométriques. Cette évolution est représentée par l'évolution de la courbe granulométrique du matériau ainsi que par celle de paramètres morphologiques dont l'angularité.

Les comparaisons granulométriques avant et après essais oedométriques sur le calcaire de Varen montrent que, pour le nombre de cycles imposés dans nos essais (250'000), les ruptures de grains par fatigue ne sont pas à craindre lorsque la granulométrie est étendue (G1) et lorsque les sollicitations sont de l'ordre de grandeur de celles imposées par les essieux (< 1 Mpa). On montre aussi que pour un chargement monotone les ruptures de grains sont encore faibles lorsque la pression moyenne reste inférieure à 5 Mpa.

Si la granulométrie est droite (G2), on constate que sous chargement oedométrique monotone, des ruptures peuvent apparaître dès 500 kPa dans le cas du calcaire de Varen, alors que pour le grès de Villarlod, ces ruptures apparaissent dès 100 kPa.

Une méthode de calcul de paramètres morphologiques est ensuite appliquée sur des fractions de grès et de calcaire. Ce système est apte à mesurer l'évolution de ces paramètres lorsqu'il y a un émoussement des grains comme c'est le cas pour le grès de Villarlod après un tamisage violent.

L'application de cette technique sur une fraction du calcaire de Varen après un essai oedométriques cyclique confirme ce que les granulométries après les essais oedométriques ont montré, à

savoir que le matériau n'évolue pas significativement. De plus l'angularité n'évolue pas non plus; on ne constate pas d'émoussement des grains..

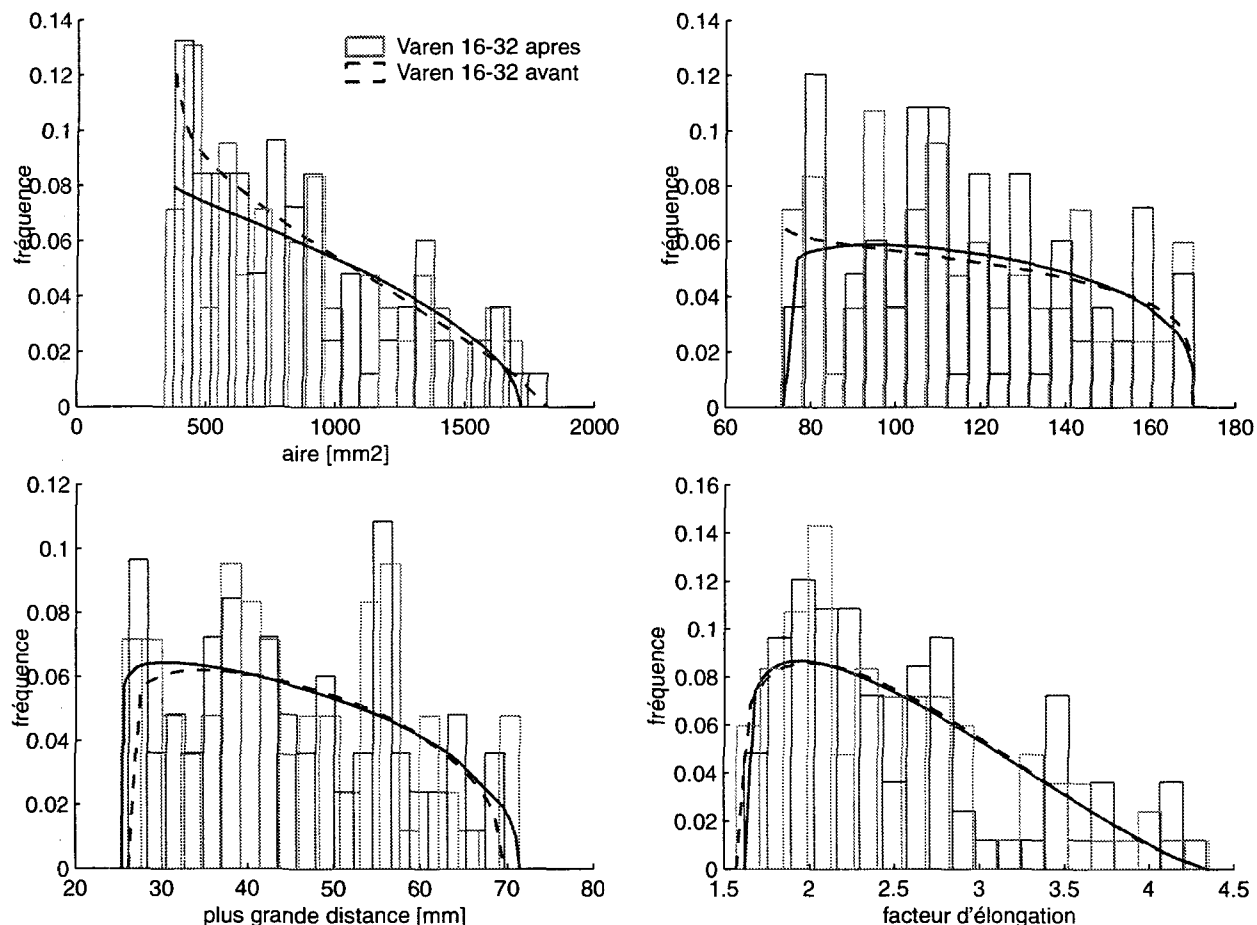
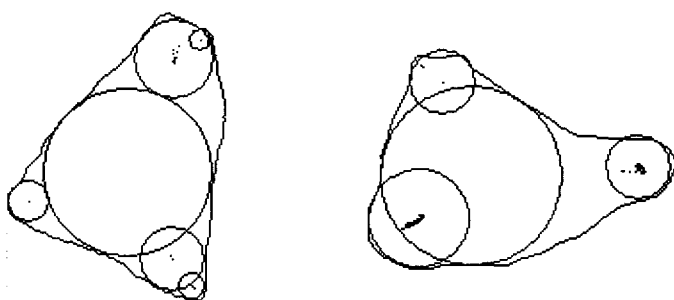


Fig. 4.44: Evolution de la morphologie des grains de la fraction 16-31.5 entre le début et la fin de l'essai oedométrique cyclique Va1-OED4c.



(a) (b) (c)

Fig. 4.45: Estimation de l'angularité des grains du calcaire de Varen (a) exemple de grain avant l'essai (b) exemple de grain après l'essai (c) Valeur de l'angularité (moyenne sur 2 * 20 grains) et test d'égalité des moyenne à 99%

Tableau 4.24 :

	avant	après
moyenne	0.4885	0.5080
écart-type	0.118	0.138
Student	$t_{\text{obs}}=0.339 < t_{18}=2.55$	

4.7 Conclusions

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux de caractérisation du comportement d'une fondation de chaussée soumises à des sollicitations mécaniques cycliques dues au passage d'essieux. Cette sollicitation est caractérisée par une variation d'amplitude des contraintes principales ainsi que par leur rotation. Nous avons découplé ces deux effets : afin d'estimer l'influence des rotations de contraintes, nous avons tout d'abord réalisé des essais sur un sable selon deux chemins identiques en amplitudes de contraintes principales mais différents en termes d'orientation de ces contraintes principales. Puis nous avons testé le comportement élastique et plastique d'une grave routière composée d'un matériau brut d'excavation de tunnel, ne satisfaisant pas les standards de forme en vigueur en Suisse, selon des chemins sans rotation des contraintes principales, à l'aide d'essais oedométriques et triaxiaux de grand diamètre. Sur ce matériau, nous nous sommes également intéressés aux phénomènes de ruptures de grains.

De ces essais, il ressort que :

- Par rapport à un essai sans rotations de contraintes, l'effet de ces dernières, se traduit par une augmentation des déformations de cisaillement déviatoires d'un facteur 5 à 10 ainsi que par des déformations volumiques qui restent contractantes quelque soit la densité du matériau. Ces rotations permettent donc de compacter plus rapidement au cours des cycles de sollicitation.
- La caractérisation du comportement élastique d'une grave routière en fonction du nombre de cycle et selon divers chemins proportionnels (sans rotations des contraintes) montre le comportement non-linéaire de ce matériau. Le module élastique sécant est en premier lieu dépendant de la pression moyenne mais on constate également qu'il augmente avec le nombre de cycles de sollicitations. Cette augmentation est de l'ordre de grandeur de 20 % et peut aller jusqu'à 40 %. Elle dépend également du chemin suivi.
- Le comportement plastique d'une grave routière en fonction du nombre de cycles est essentiellement caractérisé par le phénomène d'accommodation. On constate de manière générale qu'il faut environ 50'000 cycles pour atteindre 90 % de la déformation plastique finale et que les plus grandes déformations plastiques ont lieu lors des premiers cycles.
- La répartition de ces déformations plastiques entre partie volumique et déviatoire dépend essentiellement du chemin suivi. Les essais oedométriques génèrent plus de déformations volumiques plastiques alors que les triaxiaux ont une plus grande part de déformations déviatoires.
- Les déformations radiales plastiques sont relativement faibles ce qui peut s'expliquer par l'anisotropie du matériau. Néanmoins, nous n'avons pas pris de mesures pour la mettre en évidence.
- Le matériau utilisé pour constituer la grave provient de l'excavation d'un tunnel et est composé de granulats allongés, plats et anguleux. Malgré ses caractéristiques de forme défavorables, la minéralogie est suffisamment bonne pour offrir une rigidité suffisante et des déformations permanentes qui se stabilisent rapidement. Aux états de contraintes qui nous intéressent, les grains se rompent peu sous l'effet de la répétition des cycles (du moins jusqu'au nombre de cycles que nous avons imposés) et les mesures morphologiques effectuées confirment que les grains ne changent pas de forme ou d'angularité.
- La comparaison d'essais oedométriques monotones sur des échantillons de minéralogie différente montre que les effets de ruptures de grains peuvent se produire déjà lors de sollicitations proches de celles rencontrées dans une fondation routière si la résistance intrinsèque de la roche composant le grave est faible.

A la lumière de ces résultats, on peut conclure que :

- Les rotations de contraintes principales ont une influence sur le comportement des milieux granulaires. Néanmoins, la mesure de cette influence exige des essais non-standards et coûteux. L'essai triaxial cyclique avec asservissement de la contrainte de confinement est actuellement l'essai le plus sophistiqué que l'on trouve bientôt partout en Europe or il ne permet pas de tenir compte de ces effets. Par la suite, sur la base des essais de caractérisation faits au triaxial et à l'oedomètre, nous choisirons donc un modèle qui ne tienne pas compte de ces influences.
- La minéralogie des granulats est plus importante que leur forme si l'on veut obtenir un matériau offrant une rigidité et une capacité à résister à l'orniérage suffisante. D'un point de vue mécanique, la forme ne devrait pas être un critère discriminatoire.

CHAPITRE 5 : MODÈLES CONSTITUTIFS

5.1 Introduction

Ce chapitre traite de la modélisation des essais cycliques réalisés lors de ce travail. Après quelques considérations sur la simulation du comportement élastique de ces matériaux granulaires, on étudie de manière plus approfondie les possibilités de simuler leur comportement plastique et plus particulièrement le phénomène d'accommodation.

La difficulté de simuler correctement l'évolution des déformations plastiques à tout d'abord abordée. En effet, la détermination des paramètres et dans une moindre mesure le temps de simulation sont des obstacles à la mise en oeuvre de ces modèles.

On poursuit ensuite avec le développement et les résultats des simulations de l'accumulation des déformations permanentes d'un échantillon de sol en utilisant une approche pseudo-viscoplastique de Perzyna dans laquelle le temps est remplacé par le nombre de cycles. Il est montré comment ce modèle permet d'estimer l'accumulation des déformations permanentes selon différents chemins de sollicitations.

5.2 Comportement élastique

5.2.1 *Grave de fondation*

Les résultats de l'étude de ce comportement est présenté en termes de déformations volumiques et déviatoires élastiques mesurées lors de différents essais effectués. Ces mesures servent ensuite à déterminer les paramètres de la loi de Boyce (Boyce 1980), qui est une des lois utilisées dans le domaine routier. Les équations de cette loi sont données plus haut (voir section 3.3.1.3) et les paramètres, déterminés selon la procédure proposée par le LCPC (CEN-TC-227 1998) sont résumés dans le Tableau 5.1. Les paramètres correspondant aux relations présentées à l'équation 3.35 et à l'équation 3.37 sont déterminées par une méthode de moindre carré. L'indice de corrélation

présenté dans le Tableau 5.1 correspond à l'équation 3.39.

Tableau 5.1 : Comparaison des valeurs de paramètres de la loi de Boyce selon les différentes hypothèses

Paramètres	Varen (0-31.5)		
	Boyce 3 par.	Boyce 4 par.	Boyce 3 par. + anisotropie
Ka [Mpa]	125.1	82.9	97.7
Ga [MPa]	93.4	76.3	107.7
n	0.514	0.335	0.340
β	0.108	0.064	0.100
Ga/Ka	0.92	0.92	1.10
γ	1	1	1.3
corrélation	0.781	0.876	0.851
γ [kN/m ³]		19.8	
w [%] ^a		2.7	

a. moyenne des essais (à vérifier)

A partir de cette détermination, les différents modules, isotropes ou anisotropes, peuvent être calculés par les relations suivantes :

$$E = \frac{9G_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^{1-n}}{3 + \frac{G_a}{K_a} \left(1 - \beta \left(\frac{q}{p}\right)^2\right)} ; \quad \nu = \frac{\frac{3}{2} - \frac{G_a}{K_a} \left(1 - \beta \left(\frac{q}{p}\right)^2\right)}{3 + \frac{G_a}{K_a} \left(1 - \beta \left(\frac{q}{p}\right)^2\right)} \quad (\text{Eq 5.1})$$

$$E_v = \frac{E_h}{\gamma^2} ; \quad E_h = \frac{9K^* G^*}{3K^* + G^*} \quad (\text{Eq 5.2})$$

$$\nu_{vh} = \gamma \nu_{hh} ; \quad \nu_{hh} = \frac{3K^* - 2G^*}{6K^* + 2G^*} \quad (\text{Eq 5.3})$$

avec

$$K^* = \frac{9G_a \left(\frac{p^*}{p_a}\right)^{1-n}}{1 - \beta \left(\frac{q^*}{p^*}\right)^2} ; \quad G^* = G_a \left(\frac{p^*}{p_a}\right)^{1-n} \quad (\text{Eq 5.4})$$

$$p^* = \frac{\gamma+2}{3}p + 2(\gamma-1)q \quad (\text{Eq 5.5})$$

$$q^* = (\gamma-1)p + \frac{(2\gamma+1)}{3}q$$

La Figure 5.2 compare les mesures de déformations volumiques élastiques aux valeurs calculées

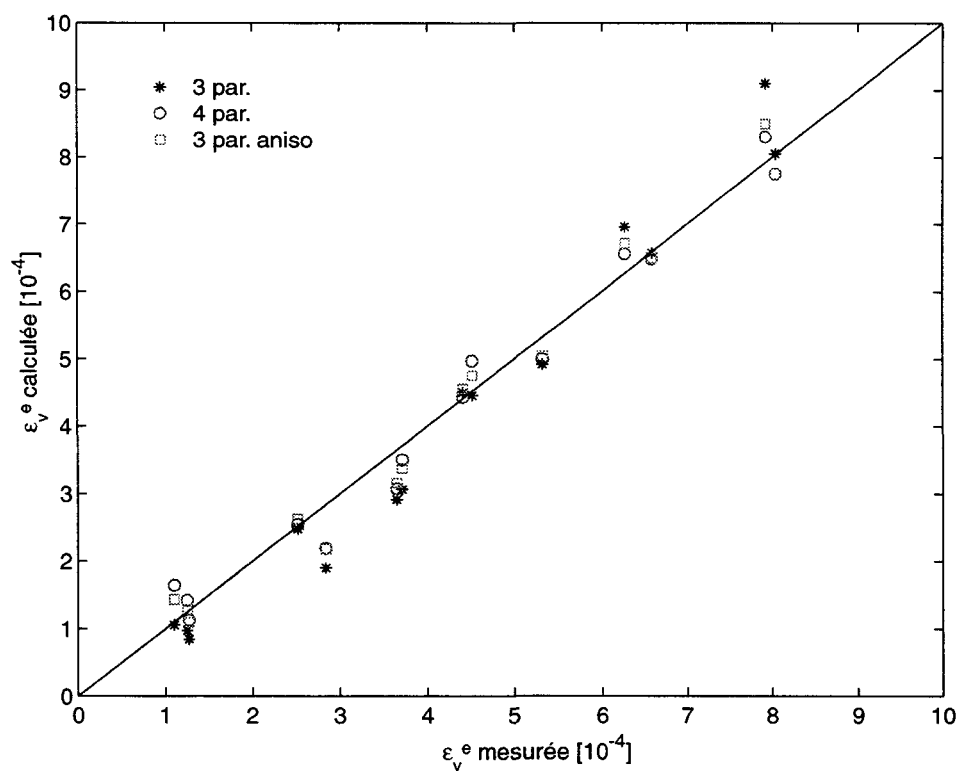


Fig. 5.1: Comparaison entre les déformations volumiques élastiques mesurées et celles calculée par les diverses versions de la loi de Boyce (voir Tableau 5.1).

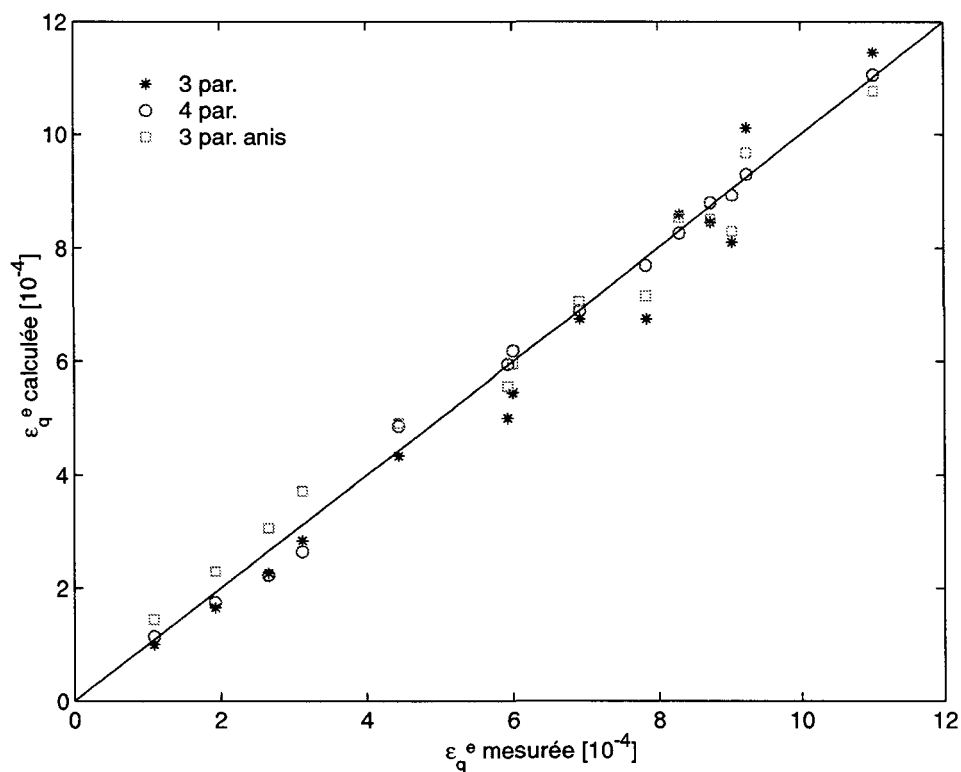


Fig. 5.2: Comparaison entre les déformations déviatoires élastiques mesurées et celles calculée par la loi de Boyce.

par le calage des différentes versions de la relation de Boyce. La Figure 5.2 le fait pour les déformations déviatoires élastiques. A noter que pour tous les segments suivis, les déformations volumiques sont restées contractantes, même lorsque la pente de cette sollicitation devenait plus raide.

L'application aux essais permanents des modèles de Boyce (isotrope et anisotrope) dont les paramètres ont été déterminés sur les essais réversibles permet de calculer les modules résumés à la Figure 5.3 On y constate une bonne concordance du modèle avec une tendance à sous-estimer le

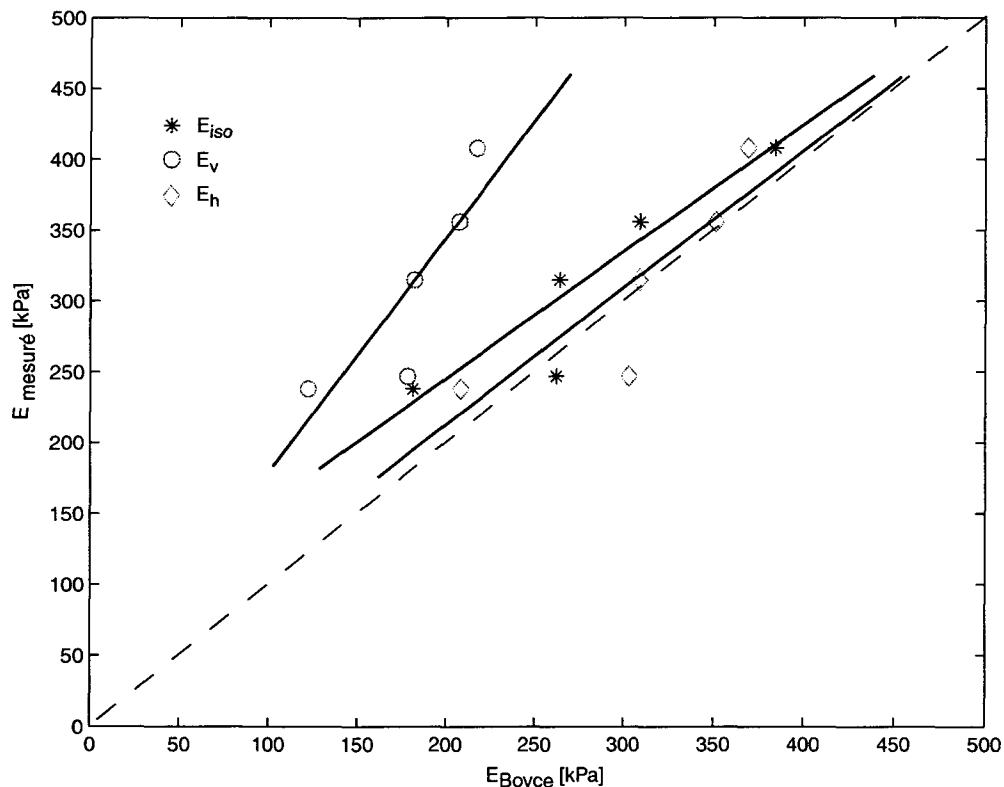


Fig. 5.3: Comparaison entre les modules mesurés lors des essais permanents et les modules calculés selon la loi de Boyce isotrope et anisotrope.

module. L'utilisation du modèle anisotrope, aboutit à un module horizontal plus fort que le module vertical (le facteur γ est supérieur à 1) ce qui signifie que le matériau est plus rigide dans la direction horizontale que verticale. Ceci est en contradiction avec l'hypothèse raisonnable qu'à la mise en place, les grains allongés possèdent leur grand axe horizontal et devraient plutôt montrer un module vertical plus fort que le module horizontal.

5.3 Comportement plastique

5.3.1 Approche élastoplastique

Le logiciel utilisé pour les simulations est le driver de la loi de comportement de Hujeux, développé à l'Ecole Centrale de Paris (Modaressi et al.). Avant de passer à l'application du modèle de Hujeux à la grave de fondation, on présente les capacités du modèle à simuler les essais sur la

sable de fonderie.

5.3.1.1 Sable de fonderie

Les paramètres de la loi de Hujoux ont été déterminés sur la base des essais monotones drainés (voir section 4.4.3.1). Les principaux paramètres élastoplastiques de la loi de Hujoux, déterminés sur les trois essais denses sont résumés dans le Tableau 5.2. Il n'y a pas eu d'optimisation des paramètres. A titre de comparaison, les paramètres déterminés pour un autre sable (Hostun) sont présentés.

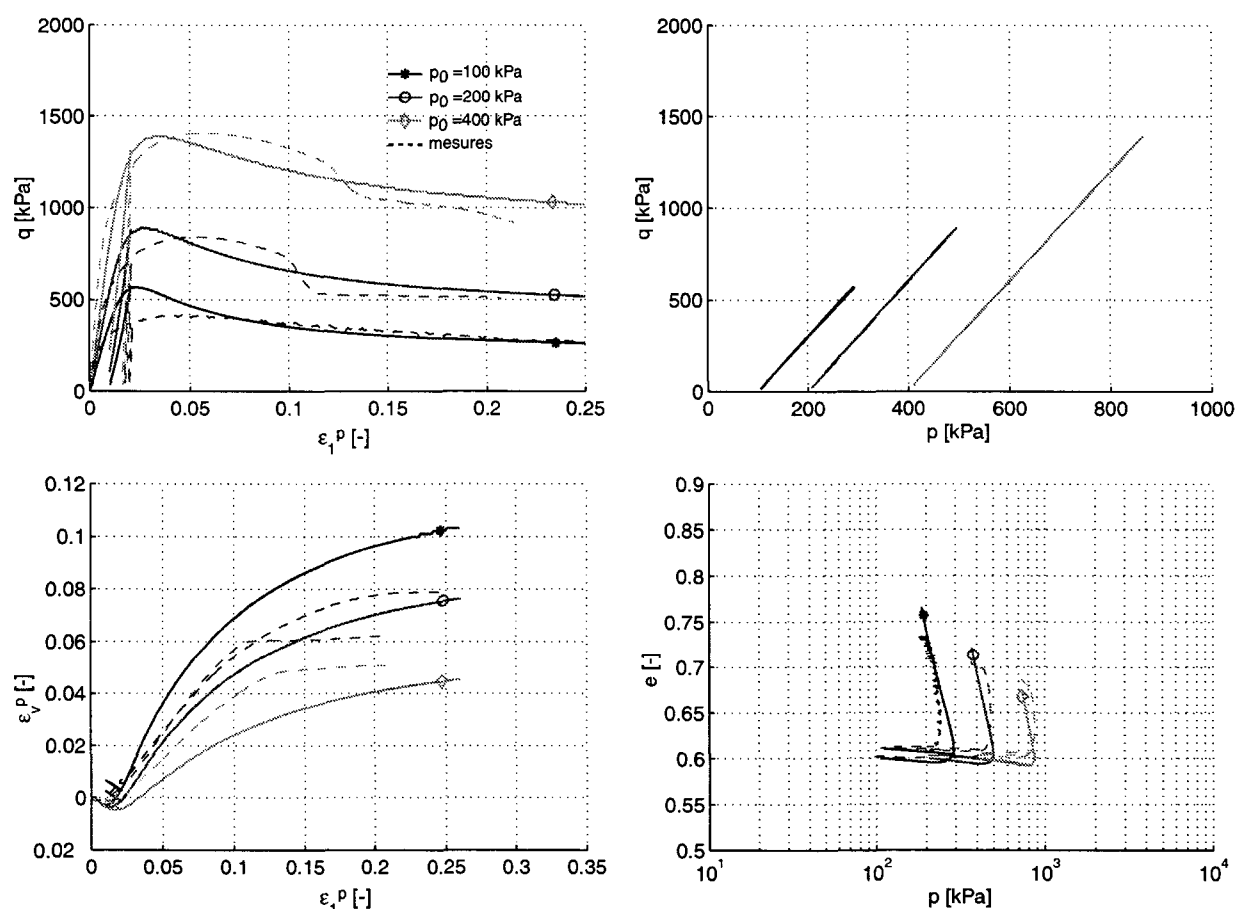


Fig. 5.4: Comparaison entre mesures et simulations du sable de fonderie moyennement dense ($Dr=75\%$) avec le modèle de Hujoux. Les paramètres sont repris du Tableau 5.1. $p_{c0} = 4$ Mpa.

Tableau 5.2 : Paramètres élastoplastiques de Hujoux pour le sable de fonderie et, par comparaison, pour le sable d'Hostun. tirée de (Daouadji 1999) et (Mohkam 1983).

Ka [-]	Ga [-]	n [-]	ϕ [°]	ψ [°]	β [-]	a_m [-]	b [-]	α [-]	d [-]	r_{el} [-]
1225	535	0.57	33	33	25	$1 \cdot 10^{-3}$	0.2	2	2	$1e^{-2}$
354	265	0.5	31	31	10	$5.5 \cdot 10^{-3}$	0.16	1.75	8	$1.5 \cdot 10^{-2}$
630	470	0.5	30	30	32	$6 \cdot 10^{-3}$	0.12	1	2	$1 \cdot 10^{-3}$

La Figure 5.4 donne la comparaison des simulations à l'aide de ces paramètres et les mesures pour le sable moyennement dense ($Dr = 75\%$). La pression de consolidation pour ces échantillons

est évaluée à $p_{c0} = 4$ [Mpa]. Le modèle saisit correctement le comportement du sable de fonderie. Les pentes initiales en q - ε_1 sont bien reproduites. Cependant, avec cette simulation, le pic du déviateur apparaît trop tôt. Le comportement volumique montre une variation de déformation en fonction de la pression de consolidation initiale plus étendue que celle mesurée.

5.3.1.2 Grave de fondation

Les essais triaxiaux drainés effectués sur la grave de fondation routière ne permettent pas d'avoir accès à toutes les mesures nécessaires à la détermination des paramètres élastoplastiques de la loi de Hujeux, puisqu'on ne mesure pas les déformations volumiques. Néanmoins, on peut retrouver certaines de ces valeurs par corrélation ou analogie avec des essais déjà effectués sur d'autres matériaux. Le Tableau 5.3 donne les valeurs des différents paramètres d'identification alors que le

Tableau 5.3 : Paramètres d'identification de différents matériaux

Paramètres	Gneiss (Marsal 1967)	Granite (Kim 1995)	Gravier in (Daouadji 1999)	Calcaire (Mayoraz)
d_{10} [mm]	6	0.1	1	0.75
d_{30} [mm]	28	0.67	4.2	1
d_{60} [mm]	84	1	16	7
C_u [-]	14	10	16	9.4
e_0 [-]	0.32	0.46	0.25	0.3
e_{max} [-]	0.5	0.80	0.3	-
e_{min} [-]	0.31	0.43	0.25	-
Dr [%]	94	90	100	-

Tableau 5.4 : Paramètres de Hujeux pour différents sols graveleux (entre parenthèses : paramètres optimisés avec ADELAP)

Paramètres	Gneiss (Marsal 1967)	Granite (Kim 1995)	Gravier in (Daouadji 1999)	Calcaire (Mayoraz)
K_1^a [Mpa]	695	180	1000	201
G_i [Mpa]	521	135	750	100
n [-]	0.5	0.5	0.5	0.6
ϕ [°]	35	42	36	50
β [-]	27	56	93	36
p_{co} [Mpa]	0.5 (1.93)	1.7	5(5)	0.5
a [-]	$8 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$2.5e-3^*$
b [-]	0.18	0.24	0.16	0.28^*
d [-]	7.3	3	9.4	2^*
α [-]	1.8	2	1.8	1.8^*
r_{el} [-]	0.1	$3.4 \cdot 10^{-2}$	0.08	0.01^*

a. la pression de référence est de 100 kPa

* : paramètres obtenus par corrélation ou par calage

Tableau 5.4 donne les paramètres de la loi de Hujeux pour ces sols dont certains sont obtenus par corrélation (E , et donc par extension K_i et G_i , ϕ , p_{co} , β , d). Ces corrélations, établies par (Hicher et Rahma 1994) permettent d'estimer les paramètres mentionnés ci-dessus à l'aide de données d'identification, dont les diamètres caractéristiques de la granulométrie, les indices minimaux et maximaux, les coefficients d'uniformité et de courbure. Par exemple, on a utilisé les relations suivantes :

$$\log(a) = 0.23\log(d_{60}) - 0.1\log(d_{10}) - 2.77 \quad (\text{Eq 5.6})$$

$$b = 0.84I_c - 0.34e_{\max} - 0.02\log(d_{10}) + 0.2 \quad (\text{Eq 5.7})$$

$$\alpha = 0.43\log(d_{10}) + 0.0016\log(c_u) + 2 \quad (\text{Eq 5.8})$$

La Figure 5.5 donne une représentation de la simulation de ces essais avec nos paramètres. A

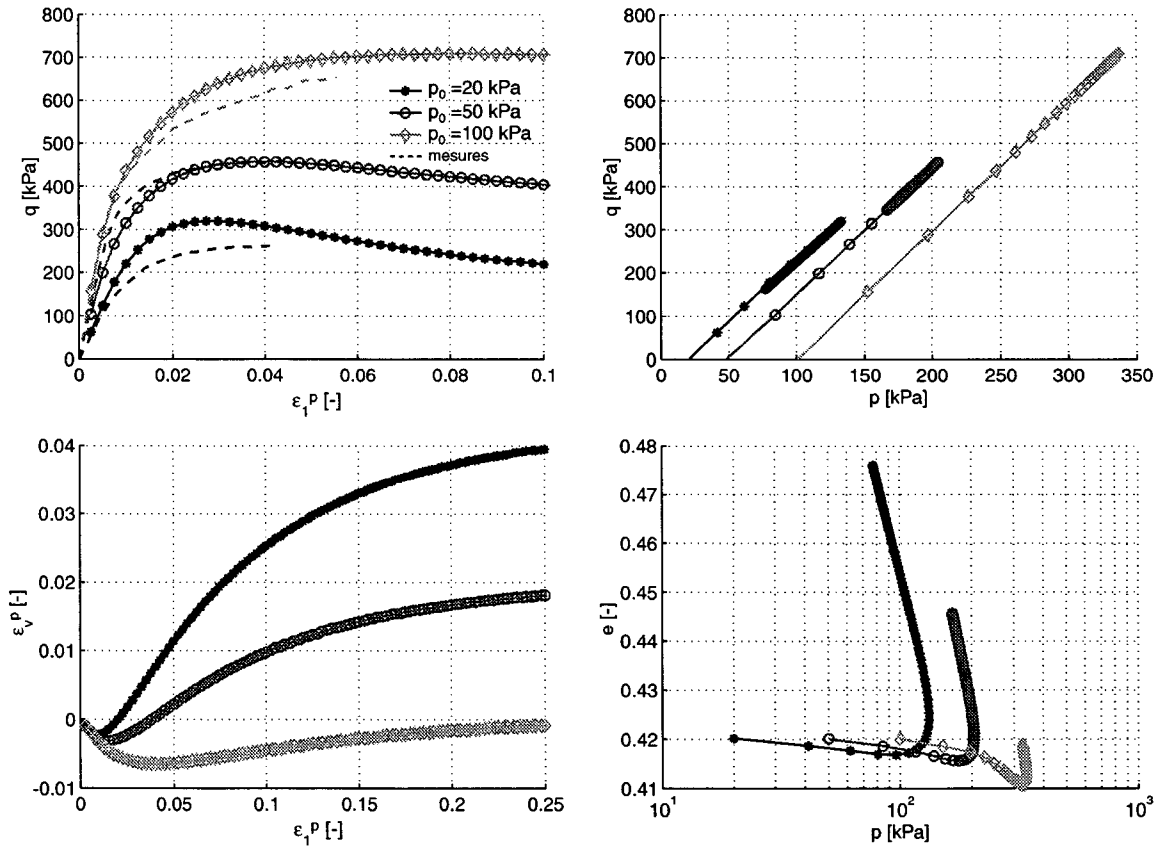


Fig. 5.5: Simulation des essais monotones sur la grave de fondation routière. Les paramètres sont repris du Tableau 5.4. Comparaison avec les mesures à disposition.

l'aide des mesures à disposition, on voit que l'estimation des paramètres permet de reproduire correctement la partie initiale de la sollicitation. Les déformations volumiques trouvées sont dilatatantes avec une valeur maximale de 4% en dilatance. La Figure 5.6 présente les simulations des quatre essais triaxiaux cycliques (voir section 4.4.3.2). Dix cycles en contraintes sont simulés

avec les paramètres du Tableau 5.2.

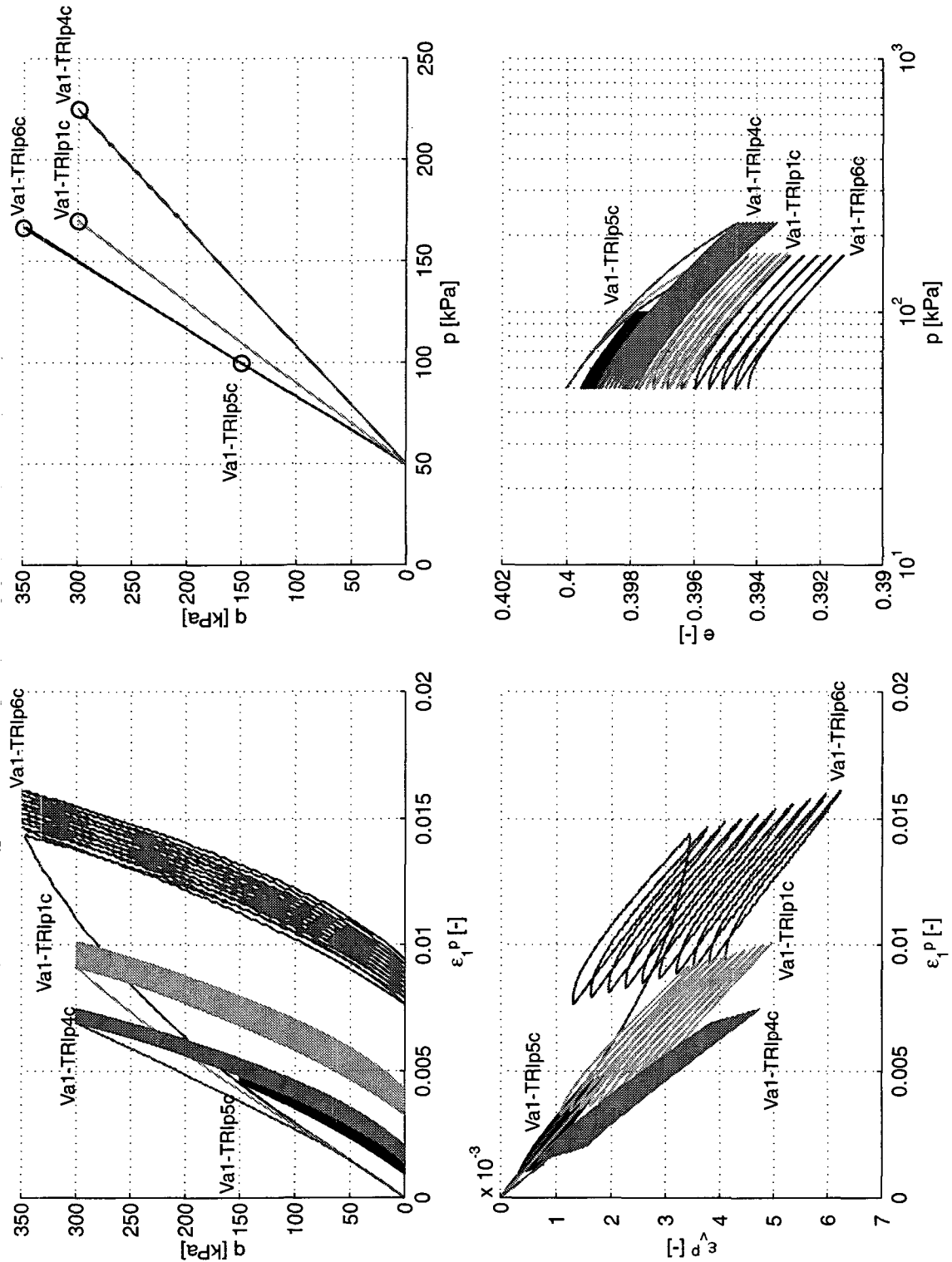


Fig. 5.6: Simulation des essais triaxiaux à l'aide du modèle de Hujieux. Les paramètres sont résumés au Tableau 5.4

Les grandeurs qui nous intéressent, à savoir l'accumulation des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles sont résumées dans la Figure 5.7. On constate sur ces deux figures que dès les premiers cycles, l'incrément de déformation plastique se stabilise rapidement et reste

constant lors des cycles suivants. L'optimisation des paramètres pourrait nous amener une amélioration de la prédiction sur les premiers cycles mais n'arriverait pas à améliorer le modèle pour les grands nombres de cycles (Lassoudière 1984). (Hicher et al. 1999) y parvient avec un paramètre de matériau supplémentaire (voir la section 3.3.3.4). Ainsi, les déformations plastiques augmentent linéairement alors que les mesures nous donnent une stabilisation de ces dernières. Néanmoins, le jeu de paramètres choisi permet d'obtenir une estimation des déformations plastiques sur les 100 premiers cycles et le modèle permet de tenir compte du chemin de sollicitations.

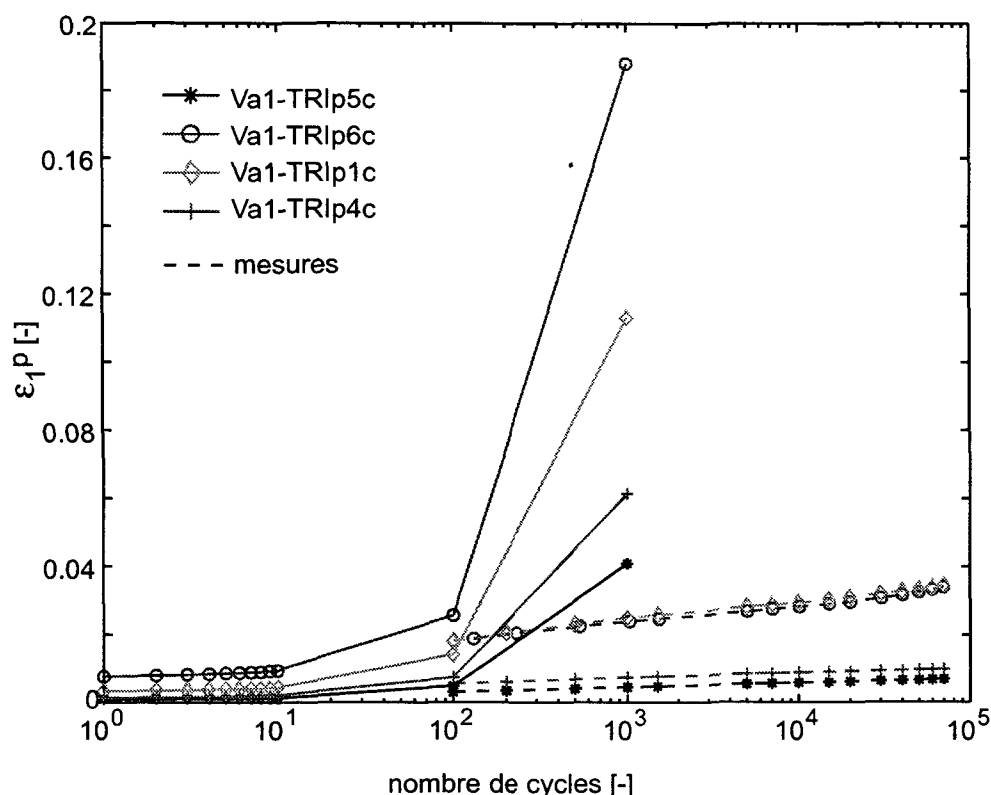


Fig. 5.7: Essais triaxiaux cycliques sur calcaire de Varen. Comparaison entre les déformations axiales plastiques mesurées et calculées par le modèle de Hujeux.

5.3.1.3 Commentaires et conclusions

Cette section montre la difficulté d'estimer les paramètres de la loi de Hujeux sur la base de nos essais de manière satisfaisante. Il faut au minimum trois essais triaxiaux en grandes déformations (état critique) avec mesure de la déformation radiale pour déterminer les paramètres. De même, on constate que le modèle tel qu'implémenté n'est pas capable de prédire correctement l'accumulation des déformations permanentes au cours des cycles, puisqu'il diverge rapidement. Avec les paramètres choisis, la centaine de premiers cycles est relativement bien simulée.

5.3.2 Approche viscoplastique

Le choix d'une approche viscoplastique plutôt qu'élastoplastique est dictée par la volonté de ne pas prédire la totalité des cycles mais seulement l'état à la fin de chaque cycle.

La justification du choix de cette approche est représentée schématiquement à la Figure 5.8, qui explique l'analogie qu'il existe entre l'augmentation de la déformation sous charge constante

d'un matériau visqueux et l'accumulation des déformations plastiques d'une grave routière sous chargement cyclique (Suiker et deBorst 1997). Cette analogie conduit à remplacer le temps par le nombre de cycles et la sollicitation par l'amplitude des cycles imposés à l'échantillon, amplitude admise constante puisque c'est le cas lors des essais effectués.

5.3.2.1 Développement du modèle

L'approche viscoplastique de Perzyna vise à calculer la direction et l'intensité des déformations viscoplastiques sans avoir de condition de consistance à respecter (ce qui est une des difficultés de l'élastoplasticité à potentiel). Ainsi, le point de contrainte peut se situer en dehors de la surface de charge et, intuitivement, celle-ci le rattrape en s'écrouissant et en produisant des déformations viscoplastiques. Les déformations élastiques ne nous intéressent a priori pas.

5.3.2.2 Intégration de la loi d'écoulement de Perzyna

On cherche à intégrer une équation du type :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \Gamma \left\langle \phi \left(\frac{F}{F_0} \right) \right\rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{Eq 5.9})$$

où F est la fonction de charge qui, dans sa formulation écrouissable la plus simple, est fonction de l'état de contrainte et d'une variable d'écrouissage κ_p (en général une mesure de déformation plastique). F_0 est une constante permettant de normaliser la fonction de charge, Q est le potentiel plastique et Γ une pseudo-viscosité. On écrit la fonction F comme :

$$F = F(\sigma_{ij}, \kappa_p) \quad (\text{Eq 5.10})$$

On peut réécrire l'équation 5.9 en remplaçant le temps par le nombre de cycles

$$\frac{\partial \varepsilon_{ij}^{vp}}{\partial N} = \Gamma \left\langle \phi \left(\frac{F}{F_0} \right) \right\rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{Eq 5.11})$$

La fonction ϕ dépend du type de problème. Les fonctions les plus fréquemment rencontrées sont les fonctions du type exponentielle ou puissance :

$$\phi = \left(\exp \left(\frac{F}{F_0} \right) \right)^n - 1 \quad (\text{Eq 5.12})$$

$$\phi = \left(\frac{F}{F_0} \right)^n$$

Les deux s'annulent lorsque $F = 0$. Dans le développement qui suit, on utilisera la fonction exponentielle. En raisonnant au niveau d'un point de contrainte, on ne s'intéresse qu'à intégrer cette équation pour avoir les déformations plastiques occasionnées par un incrément de contrainte unique. On ne fait dorénavant plus la distinction entre déformation visco-plastique (exposant vp) et déformation plastique instantanée (exposant p). Cette intégration se fait par une méthode (Suiker et deBorst 1997) qui permet d'écrire, pour un incrément de N à $N + \Delta N$:

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = (1 - \theta) \left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_N \Delta N + \theta \left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_{N + \Delta N} \Delta N \quad (\text{Eq 5.13})$$

la dérivée partielle au cycle N est donnée par l'équation 5.11 tandis que l'estimation de la dérivée

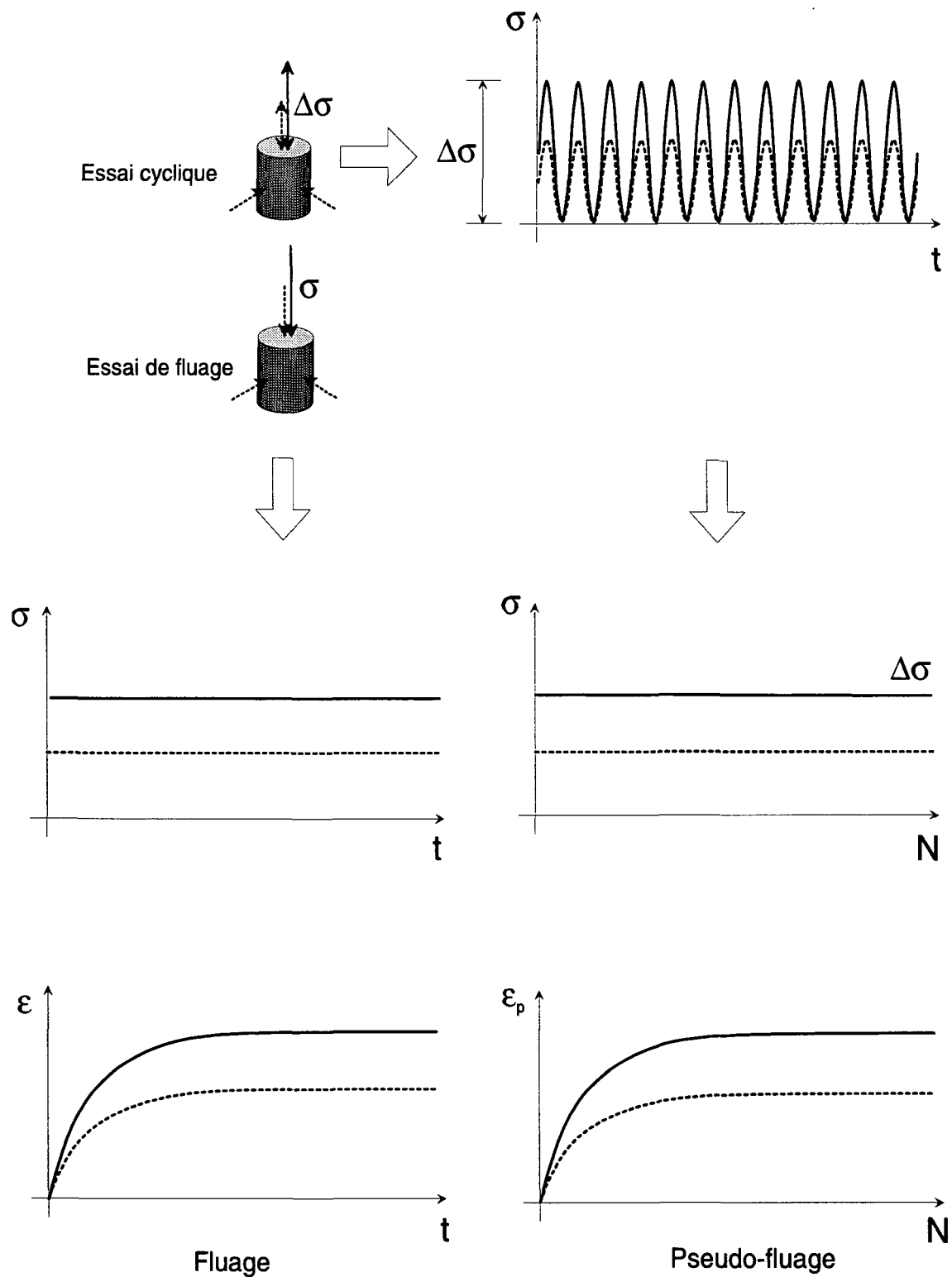


Fig. 5.8: Schéma de l'analogie entre l'approche visqueuse pure (fluage, t =temps) et l'approche pseudo-visqueuse ou le temps est remplacé par le nombre de cycles (N). La sollicitation, constante, représente l'amplitude des cycles de contraintes imposés au matériau (dans notre cas la contrainte axiale avec une valeur minimale nulle).

partielle au cycle $N+\Delta N$ s'écrit par un développement en série de Taylor au premier ordre :

$$\left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_{N+\Delta N} = \left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_N + \frac{\partial}{\partial \sigma_{kl}} \left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_N \Delta \sigma_{kl} + \frac{\partial}{\partial \kappa_p} \left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_N \Delta \kappa_p \quad (\text{Eq 5.14})$$

qu'on réécrit

$$\left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_{N+\Delta N} = \left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_N + H_{ijkl_N} \Delta \sigma_{kl} + h_{ij_N} \Delta \kappa_p \quad (\text{Eq 5.15})$$

et on exprime les tenseurs H et h par :

$$H_{ijkl} = \Gamma \left(\frac{\partial \phi}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{kl}} + \phi \frac{\partial^2 Q}{\partial \sigma_{ij} \partial \sigma_{kl}} \right) = \Gamma \left(\phi \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{kl}} + \phi \frac{\partial^2 Q}{\partial \sigma_{ij} \partial \sigma_{kl}} \right) \quad (\text{Eq 5.16})$$

$$h_{ij} = \Gamma \left(\frac{\partial \phi}{\partial \kappa_p} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} + \phi \frac{\partial^2 Q}{\partial \kappa_p \partial \sigma_{ij}} \right) = \Gamma \left(\phi \frac{\partial F}{\partial \kappa_p} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} + \phi \frac{\partial^2 Q}{\partial \kappa_p \partial \sigma_{ij}} \right)$$

Le tenseur H n'est symétrique que dans le cas d'une loi de comportement associée. L'évaluation de $\Delta \kappa_p$ dépend de la variable d'écrouissage choisie. Ainsi l'équation 5.13 se réécrit :

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = (1-\theta) \left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_N \Delta N + \theta \left[\left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_N + H_{ijkl_N} \Delta \sigma_{kl} + h_{ij_N} \Delta \kappa_p \right] \Delta N \quad (\text{Eq 5.17})$$

Si l'on exprime l'équation 5.17 avec une valeur de $\theta=1$ (Euler implicite) on trouve:

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = \left[\left(\frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N}\right)_N + H_{ijkl_N} \Delta \sigma_{kl} + h_{ij_N} \Delta \kappa_p \right] \Delta N \quad (\text{Eq 5.18})$$

Les composantes des déformations plastiques qui nous intéressent s'expriment par :

$$\begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_{11}^p \\ \Delta \varepsilon_{22}^p \\ \Delta \varepsilon_{33}^p \end{bmatrix} = \left[\Gamma \phi \left\langle \frac{F}{F_0} \right\rangle_N \begin{bmatrix} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{11}} \\ \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{22}} \\ \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{33}} \end{bmatrix}_N + \begin{bmatrix} H_{1111} & H_{1122} & H_{1133} \\ H_{2211} & H_{2222} & H_{2233} \\ H_{3311} & H_{3322} & H_{3333} \end{bmatrix}_N \begin{bmatrix} \Delta \sigma_{11} \\ \Delta \sigma_{22} \\ \Delta \sigma_{33} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} h_{11} \\ h_{22} \\ h_{33} \end{bmatrix}_N \Delta \kappa_p \right] \Delta N \quad (\text{Eq 5.19})$$

Deux difficultés surgissent a priori dans le développement du modèle : le choix de la surface de charge et de sa fonction d'écrouissage ainsi que le choix du potentiel.

5.3.2.3 Direction des déformations plastiques

La direction des incréments de déformations plastiques s'exprime par :

$$\alpha_\varepsilon = \arctan \left(\frac{d\varepsilon_q^p}{d\varepsilon_v^p} \right) \quad (\text{Eq 5.20})$$

La Figure 5.9a représente la direction des incréments de déformations plastiques mesurée sur nos

essais, en fonction du nombre de cycles. Les oedomètres n'y sont pas représentés, qui fournissent un angle constant et égal à 33° . Pour un essai, cette direction varie dans une fourchette d'une vingtaine de degrés et elle diminue avec l'augmentation du nombre de cycles.

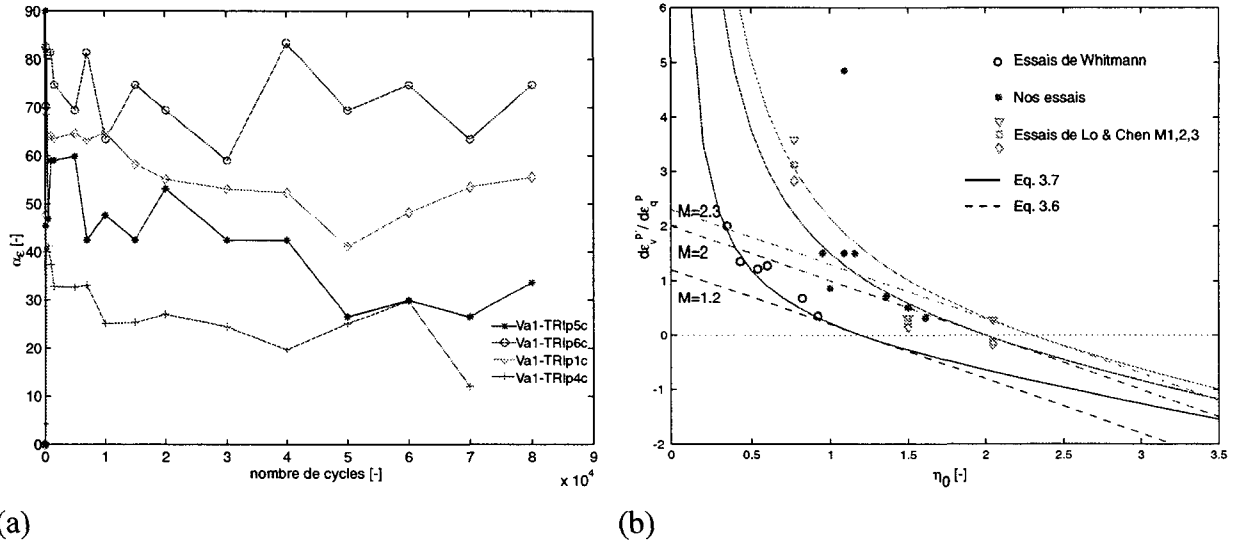


Fig. 5.9: (a) Direction des incréments de déformations plastiques en fonction du nombre de cycles. (b) Représentation des différents essais cycliques dans un plan η_0 - $d\varepsilon_v^p/d\varepsilon_q^p$.

La représentation des essais de (Chang et Whitmann 1988) réalisés sur des sables, de (Lo et Chen 1999) ainsi que de nos essais permet de montrer que la direction des déformations plastiques est directement fonction de la pente η_0 (voir Figure 5.9b). Par contre cette relation ne dit rien sur les valeurs des déformations plastiques à l'état accommodé.

5.3.2.4 Détermination de la forme du potentiel

La représentations des incréments de déformations plastiques volumiques et déviatoires dans un plan superposé au plan p' - q permet de saisir leur direction et de déterminer la forme d'un potentiel plastique. On représente ainsi pour les différents essais (oedométriques et triaxiaux) cette direction qui est donnée par l'équation 5.20.

En plus des directions des incréments de déformation plastique, on calcule la normale à la surface de charge dans le cas ou celle-ci est le Cam-Clay modifié dont l'expression est donnée à l'équation 5.22. Ces directions sont mesurées par les angles :

$$\alpha_Q = \arctan\left(\frac{dF/dq}{dF/dp'}\right) \quad (\text{Eq 5.21})$$

La Figure 5.10 illustre l'équation 5.21 ainsi que les valeurs de la direction des incréments de déformation plastique. Ceux-ci sont représentés au point de contrainte finale. Différentes valeurs

de la fonction de charge sont également dessinées.

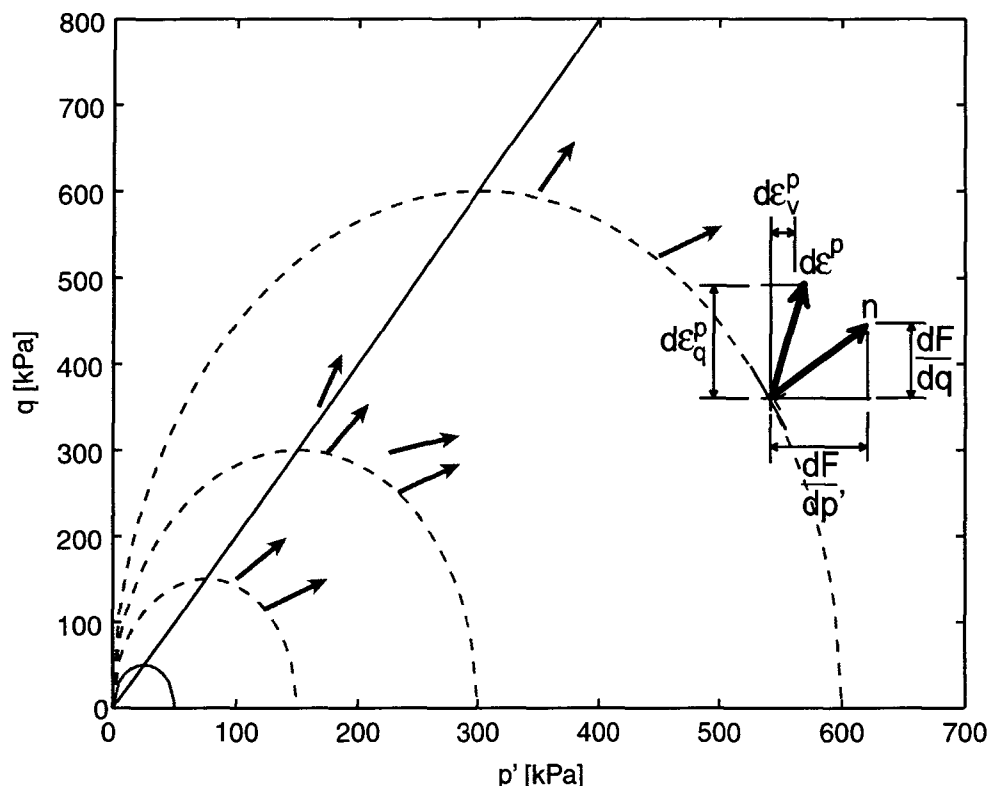


Fig. 5.10: Détermination du potentiel : Représentation des incréments de déformations plastiques superposés au plan p' - q et de surfaces de charge de type Cam-Clay Modifié.

On constate que de manière générale le choix de cette fonction ne satisfait pas totalement l'orthogonalité entre elle et les incréments de déformations plastiques. Ceux-ci présentent en effet un angle plus faible que celui de la normale à la surface. Cependant on voit qu'un potentiel de forme elliptique est nécessaire. Par simplicité et pour commencer la modélisation on choisit un potentiel de type Cam-Clay.

5.3.2.5 Fonction de charge et loi d'érouissage

Bien que les matériaux granulaires soient des milieux non associés on fait également l'hypothèse simplificatrice de départ d'utiliser une loi associée et on choisit donc le Cam-Clay modifié. Sa formulation en invariant est donnée par:

$$F = J_1^2 - J_1^0 J_1 + \frac{27}{M^2} J_{2D} \quad (\text{Eq 5.22})$$

où J_1 est le premier invariant du tenseur des contraintes, J_{2D} le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires et J_1^0 le paramètre d'érouissage. Sa loi d'érouissage monotone est donnée par:

$$J_1^0 = J_{1\text{init}}^0 \exp(\beta \kappa^p) \quad (\text{Eq 5.23})$$

Dans sa définition initiale, β est la pente d'un chargement monotone isotrope (ou oedométrique)

dans le plan $\ln(p')$, ε_v^p (voir Figure 3.36). Il s'exprime par :

$$\beta = \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \quad (\text{Eq 5.24})$$

Dans le cas des sollicitations cycliques, on garde dans un premier temps la même expression,

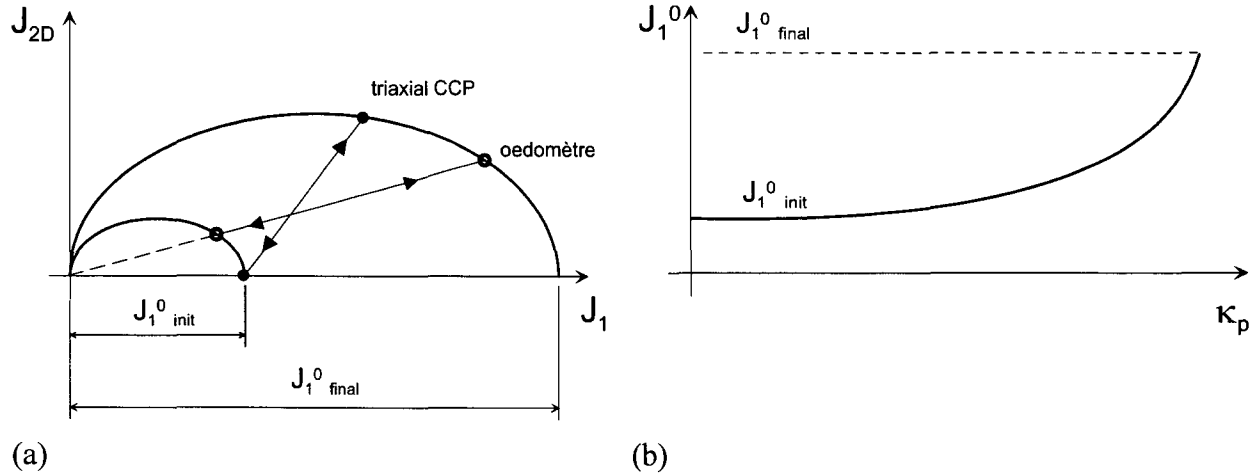


Fig. 5.11: (a) Surface de charge initiale et finale du CCM lors de deux chargements selon 2 chemins différents. Dans ce cas les deux chemins aboutissent au même écrouissage. (b) Représentation de la loi d'écrouissage de forme exponentielle..

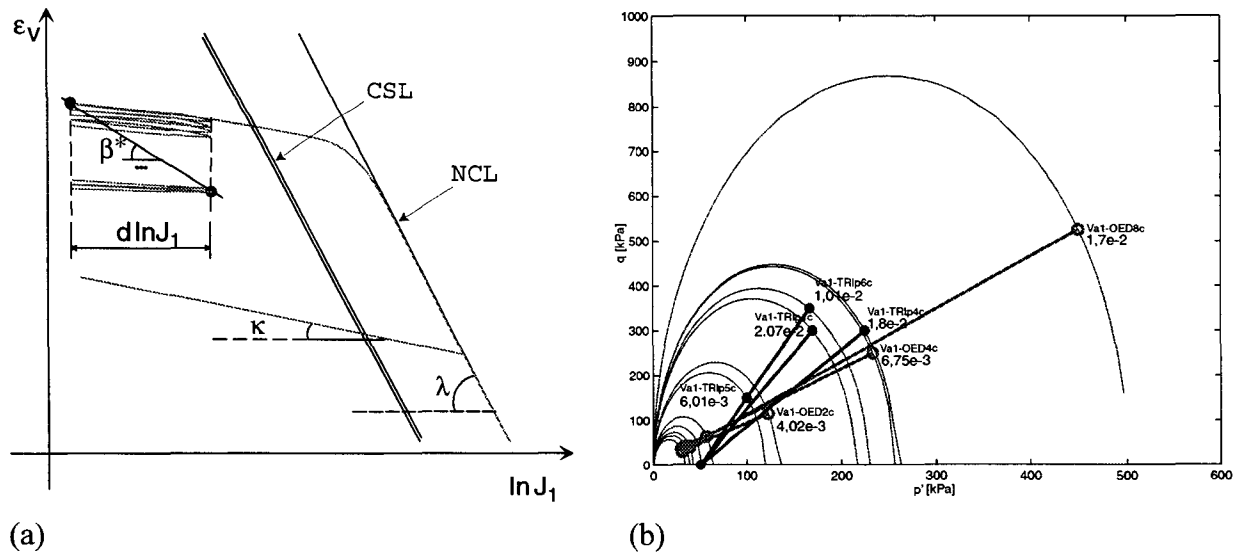


Fig. 5.12: (a) Définition du paramètre β^* lors d'essais cycliques. (b) Représentation de chaque essai et de la valeur de la variable d'écrouissage ainsi que de la surface de charge à l'état accomodé; cas où la déformation volumique est la variable d'écrouissage.

mais nous devons définir β de manière différente. Nous le nommerons désormais β^* . Si la déformation volumique plastique est la variable d'écrouissage, la Figure 5.12a montre comment ce paramètre se définit dans le plan ε_v - $\ln(p')$ sur la base des déformations volumiques plastiques finales de chaque essai.

La Figure 5.12b montre quant à elle les surfaces de charge finales de chaque essai et les valeurs de déformations volumiques mesurées à l'état accomodé. Expérimentalement, cet état n'est jamais

atteint, néanmoins la déformation volumique finale est admise égale à celle de la fin de l'essai, i.e. après 250'000 cycles pour les oedomètres et après 80'000 cycles pour les triaxiaux.

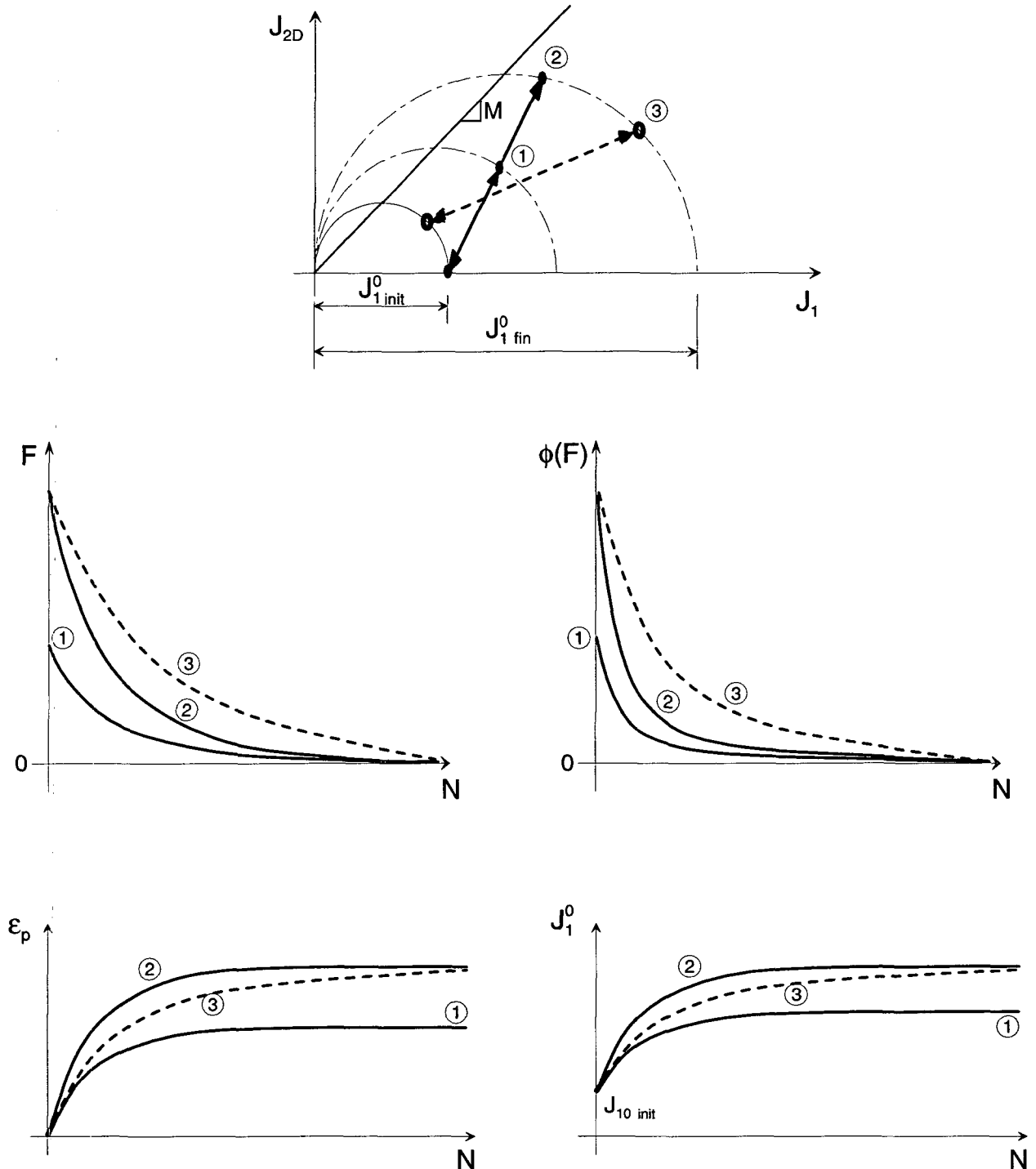


Fig. 5.13: Explication qualitative du modèle viscoplastique.

Lorsque le loi d'écrouissage, qui régit l'état de déformation final du sol, est admise, il reste à déterminer à quelle vitesse le sol se rend à cet état. Cette vitesse est donnée par la loi d'écoulement de Perzyna (la fonction ϕ de l'équation 5.9). La Figure 5.13 montre qualitativement le fonctionnement du modèle dont les équations sont données plus haut. Par exemple, on constate que les

essais 2 et 3 arrivent sur la même surface de charge, donc à la même déformation plastique finale, mais avec des vitesses différentes, puisque celle-ci va certainement dépendre du chemin suivi.

5.3.2.6 Détermination des paramètres

Le modèle tel que défini plus haut exige 4 paramètres :

- M qui est la pente de la droite d'état critique pour le matériau considéré.
- β^* qui règle la valeur de la variable d'écrouissage à l'état accomodé.
- n et Γ qui règlent la vitesse à laquelle l'état accomodé est atteint.

La détermination de M exige 2 voire 3 essais triaxiaux drainés à grande déformation. Les autres paramètres sont liés entre eux, puisque il faut faire l'hypothèse d'une forme de fonction de charge et de loi d'écrouissage de celle-ci pour pouvoir déterminer n et Γ . Ainsi, la détermination de β^* conditionnera celle de n et Γ . Le nombre d'essais nécessaires pour déterminer ces paramètres n'est pas encore connu à ce stade. Le paramètre β^* est calculé par :

$$\beta^* = \frac{\ln(J_1^{0, \text{final}} / J_1^{0, \text{initial}})}{\kappa_p^{\text{final}}} \quad (\text{Eq 5.25})$$

A partir de là, il n'y a qu'un seul β^* tel que la valeur de la loi d'écrouissage corresponde à la surface de charge passant par le point de contrainte (qui est connu et constant lors de la sollicitation). Le paramètre d'écrouissage $J_1^{0, \text{final}}$ est déduit de l'équation 5.22 où l'on pose $F=0$, puis β^* est calculé par l'équation 5.25. Comme les dissipations d'énergie dans les matériaux granulaires sont liés aux phénomènes déviatoires, on choisit de tester une deuxième variable d'écrouissage qui est la déformation déviatoire. Les valeurs de β^* calculées pour nos essais et selon différentes variables sont résumées dans le Tableau 5.5.

Tableau 5.5 : Valeurs des paramètres β^* pour le différents essais et selon différentes variables.

Essai	$\varepsilon_v^p, \text{fin}$	$\varepsilon_v^q, \text{fin}$	$\beta^*(\varepsilon_v^p)$	$\beta^*(\varepsilon_q^p)$
Va1-TRIp5c	4.91 e ⁻³	4.90 e ⁻³	232	208
Va1-TRIp6c	1.01 e ⁻²	3.15 e ⁻²	193	62
Va1-TRIp1c	2.07 e ⁻²	2.82 e ⁻²	87	64
Va1-TRIp4c	1.80 e ⁻²	3.96 e ⁻³	104	472
Va1-OED2c	4.00 e ⁻³	2.70 e ⁻³	346	520
Va1-OED4c	6.80 e ⁻³	4.50 e ⁻³	279	418
Va1-OED8c	1.70 e ⁻²	1.13 e ⁻²	148	222
Va1-TRlrev	3.36 e ⁻²	6.75 e ⁻²	74	37

On constate qu'aucune des variables d'écrouissage choisie n'est pertinente et qu'on ne peut pas dégager de valeur de β^* intrinsèque au matériau. Une première solution est de le rendre dépendant d'une autre grandeur.

Avec les essais à disposition, il est difficile de dégager une relation simple permettant de déterminer le paramètre β^* . Cependant, il est facile de nommer les paramètres qui peuvent influencer la

grandeur finale de la variable d'écrouissage. Ce sont : la pression moyenne, par exemple au centre de la sollicitation, p_0 , le déviateur cyclique Δq , la pente moyenne η_0 et la pente de sollicitation η .

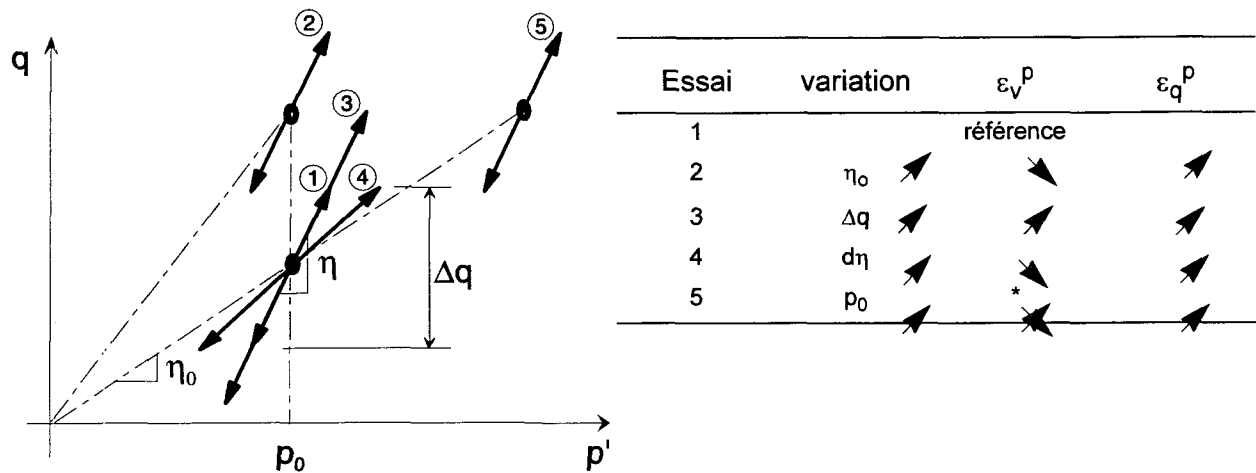


Fig. 5.14: Evolution des déformations plastiques avec les différents paramètres explicatifs. * Dépend de la valeur de η_0 par rapport à la droite caractéristique, cf (Luong 1980).

La Figure 5.14 montre qualitativement comment évolueraient les déformations permanentes si tous les essais de ce type étaient réalisés. A l'aide des essais de Chen (Chen 1997), qui fait varier systématiquement trois de ces paramètres (Δq , p_0 et η), on peut avoir une idée du paramètre le plus important expliquant la valeur de β^* . La Figure 5.15 montre l'évolution de β^* selon les différents essais réalisés. Ce paramètre augmente lorsque la sollicitation se rapproche de la ligne de rupture et il devient négatif lorsque les déformations sont dilatantes. On constate que la variation de la pente (η) cause la plus grande variation de β^* dans le domaine de contraintes considéré. Vient ensuite la variation de pression moyenne. Enfin, la variation de déviateur est celle qui induit

le moins de dispersion.

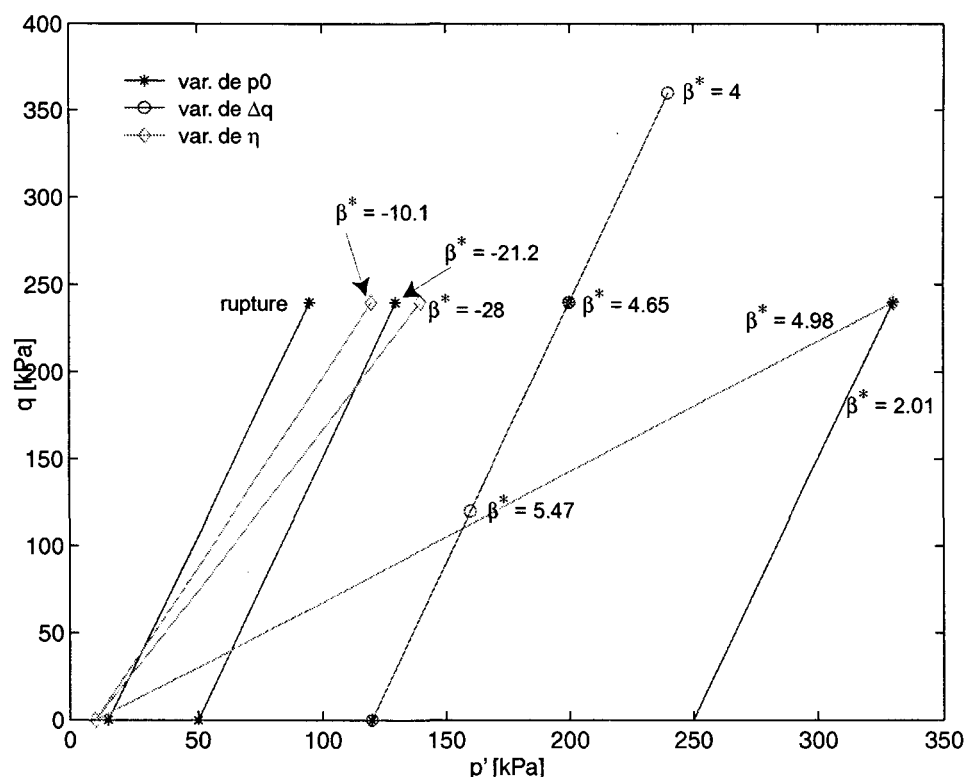


Fig. 5.15: Valeurs de β^* calculés sur la base d'essais triaxiaux cycliques faisant varier les différents paramètres explicatifs de la valeur de déformation volumique atteinte.

Dans notre cas, à l'aide des essais à notre disposition, on crée une relation empirique permettant d'estimer le paramètre β^* . On constate en effet sur la Figure 5.16a une tendance à la diminution de β^* avec l'augmentation de la pente moyenne qu'on pourrait approximer par une exponentielle. La Figure 5.16b montre comment on peut construire une relation purement empirique en fonction de la pente à la fin de la sollicitation ($\eta_f = q/p$) et de la pente de la sollicitation ($\eta = \Delta q / \Delta p$) du type

$$\beta^* = f_1(\eta)\eta_f + f_2(\eta) \quad (\text{Eq 5.26})$$

où f_1 et f_2 sont dans notre cas des paraboles qui sont calées sur les trois pentes et, respectivement,

les ordonnées à l'origine des droites données sur la Figure 5.16b.. Cette relation n'est valable que

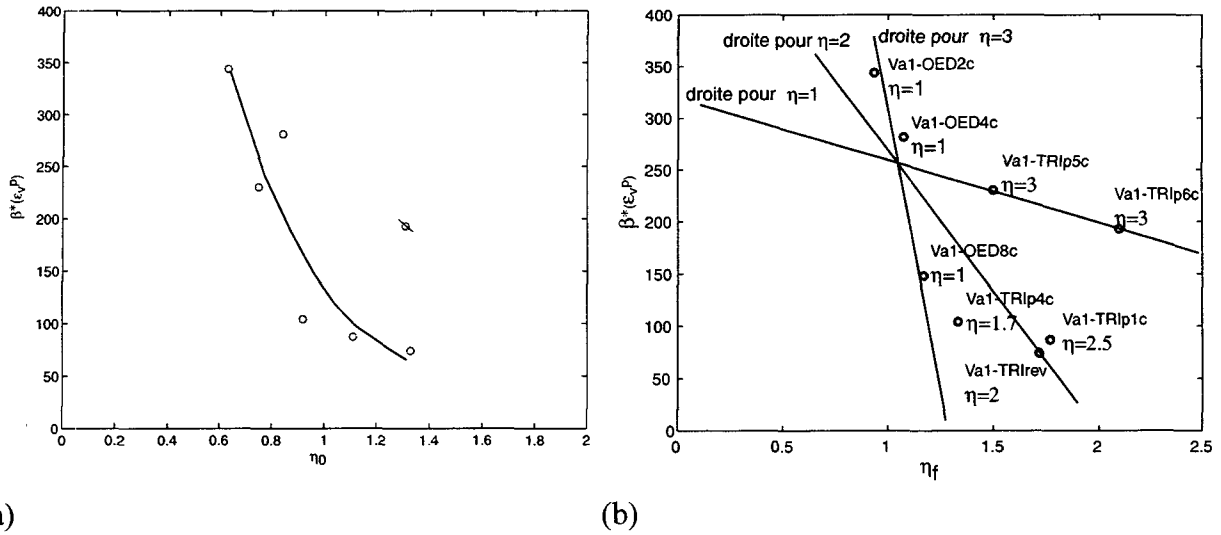


Fig. 5.16: Variable d'écrouissage = déformation volumique plastique. (a) Représentation de β^* en fonction de la pente moyenne au centre de la sollicitation. (b) Représentation de β^* en fonction de la pente à la fin de la sollicitation : isovaleurs des pentes de sollicitations.

pour nos essais. Le même raisonnement peut être appliqué avec la déformation déviatoire plastique (non présenté ici).

La détermination de n et Γ se fait selon la méthode préconisée par Perzyna lui-même (Perzyna 1966) et reprise par (Desai et al. 1995) (Samtani 1991) (Vulliet et al. 1991). Afin de calculer les paramètres de la loi d'écoulement, on choisit une fonction ϕ de forme exponentielle (équation 5.12), dont on détermine les paramètres n et Γ dans le plan $\ln(a)-F/F_0$, en effectuant une régression linéaire sur les points de mesures. La variable a est déterminée par :

$$a = \sqrt{\frac{\dot{I}_2^p}{\frac{1}{2} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}}} = \Gamma \phi \quad (\text{Eq 5.27})$$

avec

$$\dot{I}_2^p = \frac{1}{2} \dot{\epsilon}_{ij}^p \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (\text{Eq 5.28})$$

est le deuxième invariant du tenseur des incréments des déformations plastiques. La pente m et l'ordonnée à l'origine A de la droite de régression sont liés aux paramètres n et Γ par :

$$\begin{aligned} n &= m \\ \Gamma &= e^A \end{aligned} \quad (\text{Eq 5.29})$$

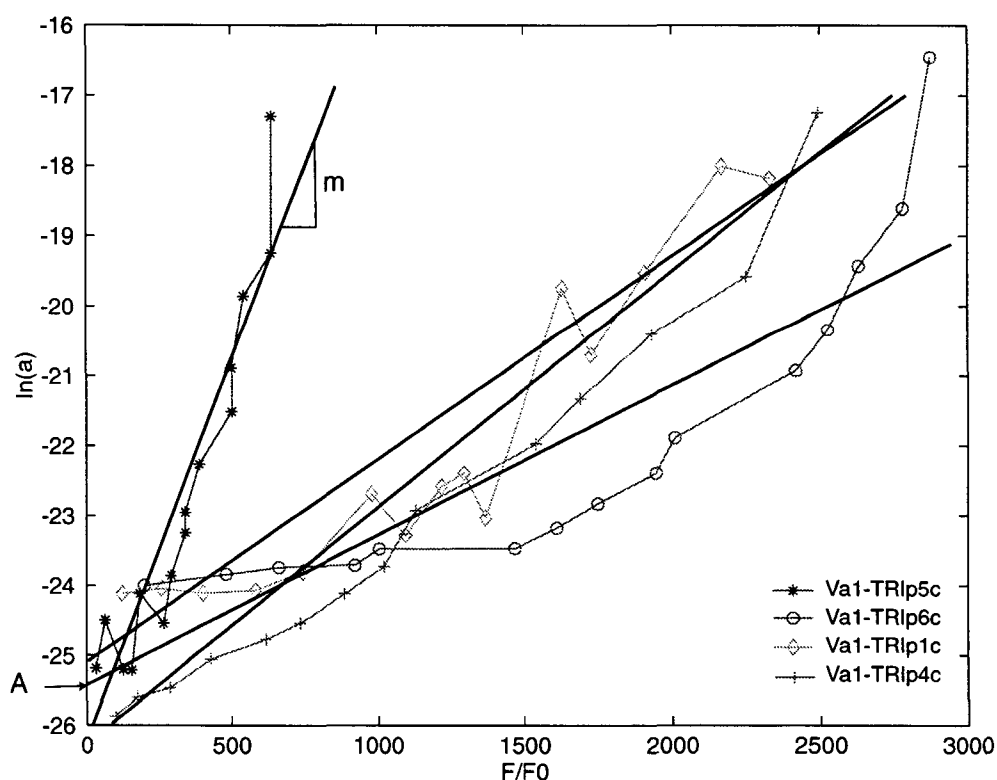
Les essais utilisés pour cette modélisation sont les triaxiaux et les oedomètres cycliques (voir section 4.5.5.). Les différents essais considérés pour la détermination des paramètres sont les triaxiaux. Pour l'exploitation des essais oedométriques on fait l'hypothèse qu'il n'existe dans la direction radiale pas de déformations plastiques. Ceci est motivé par le fait que si la déformation radiale totale dans un oedomètre est nulle, la déformation plastique est égale à l'opposé de la

déformation élastique. Or à la fin de chaque cycle (décharge) la déformation élastique est nulle. La Figure 5.17 montre cette détermination de paramètres sur les essais triaxiaux dans le cas où la déformation volumique plastique est la variable d'écrouissage. Les paramètres trouvés par calage de chaque essai triaxial (avec sa vraie valeur de β^*) sont résumés dans le Tableau 5.6.

Tableau 5.6 : Paramètres de la loi d'écoulement viscoplastique

Essai	déformation volumique plastique		déformation déviatoire plastique	
	n	$\ln(\Gamma)$	n	$\ln(\Gamma)$
Va1-TRIp5c	$1.15e^{-2}$	-26.5	$1.1e^{-2}$	-25.7
Va1-TRIp6c	$2.28e^{-3}$	-25.7	$2.33e^{-3}$	-25.7
Va1-TRIp1c	$3.35e^{-3}$	-26.7	$2.64e^{-3}$	-25.2
Va1-TRIp4c	$3.07e^{-3}$	-25.5	$1.54e^{-3}$	-26.4

On constate que comme pour β^* , n peut varier d'un facteur 10. Les valeurs de Γ sont moins dispersées (15 % de variation).


 Fig. 5.17: Détermination des paramètres n et Γ de la loi d'écoulement de Perzyna pour les différents essais triaxiaux. Variable d'écrouissage : déformation volumique plastique.

5.3.3 Implémentation

5.3.3.1 Surface de type Cam-Clay modifié

La modélisation des différents essais effectués se fait selon les diverses hypothèses citées plus

haut. Dans le cas de la surface de charge de type Cam-Clay et d'un comportement associé, les composantes des tenseurs \mathbf{H} et \mathbf{h} (équation 5.16) s'écrivent :

$$\begin{aligned} H_{ijkl} &= \Gamma \left(\phi' \left[(2J_1 - J_1^0) \delta_{ij} + \frac{27}{M^2} s_{ij} \right] \left[(2J_1 - J_1^0) \delta_{kl} + \frac{27}{M^2} s_{kl} \right] + \phi \left[2\delta_{ij} \delta_{kl} + \frac{27}{M^2} \left(\delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{1}{3} \delta_{kl} \delta_{ij} \right) \right] \right) \quad (\text{Eq 5.30}) \\ h_{ij} &= -\Gamma \beta J_1^0 \left[(\phi' J_1 (2J_1 - J_1^0) + \phi) \delta_{ij} + \phi' J_1 \frac{27}{M^2} s_{ij} \right] \end{aligned}$$

Les dérivées qui entrent dans cette formulation sont données à l'Annexe 9. Les composantes du tenseur \mathbf{H} qui apparaissent dans l'équation 5.31 résultent en:

$$\begin{aligned} H_{1111} &= \Gamma \left(\phi' \left[(2J_1 - J_1^0) + \frac{27}{M^2} s_{11} \right]^2 + \phi \left[2 + \frac{18}{M^2} \right] \right) \quad (\text{Eq 5.31}) \\ H_{1122} &= \Gamma \left(\phi' \left[(2J_1 - J_1^0)^2 + \frac{27}{M^2} (2J_1 - J_1^0) (s_{11} + s_{22}) + \left(\frac{27}{M^2} \right)^2 s_{11} s_{22} \right] + \phi \left[2 - \frac{9}{M^2} \right] \right) \\ H_{2222} &= \Gamma \left(\phi' \left[(2J_1 - J_1^0) + \frac{27}{M^2} s_{22} \right]^2 + \phi \left[2 + \frac{18}{M^2} \right] \right) \\ H_{2233} &= \Gamma \left(\phi' \left[(2J_1 - J_1^0)^2 + \frac{27}{M^2} (2J_1 - J_1^0) (2s_{22}) + \left(\frac{27}{M^2} \right)^2 s_{22}^2 \right] + \phi \left[2 - \frac{9}{M^2} \right] \right) \\ H_{2211} &= H_{3311} = H_{1133} = H_{3311} \\ H_{2233} &= H_{3322} \end{aligned}$$

5.3.3.2 Imposition de la charge.

Lors d'un essai de fluage sous charge constante, on estime que la sollicitation est imposée avec une vitesse infinie puis maintenue constante. Dans notre cas, on impose les variations de chargement sur un cycle. Puis, l'utilisateur peut choisir librement, par incrément, les cycles durant lesquels il veut dérouler le calcul. En général, on adopte une progression géométrique d'ordre 2 (1, 2, 4, 8^{ème} cycle, etc ...).

Cette manière d'imposer la charge peut conduire à une valeur du premier incrément de déformation plastique tel qu'il écrouit trop fortement la surface de charge. Celle-ci se retrouve ainsi plus loin que la surface de charge finale et le calcul s'arrête là. Dans ces cas, le calcul est relancé avec une valeur initiale de l'incrément de mise en charge plus faible. La Figure 5.18 montre schématis-

quement cet aspect.

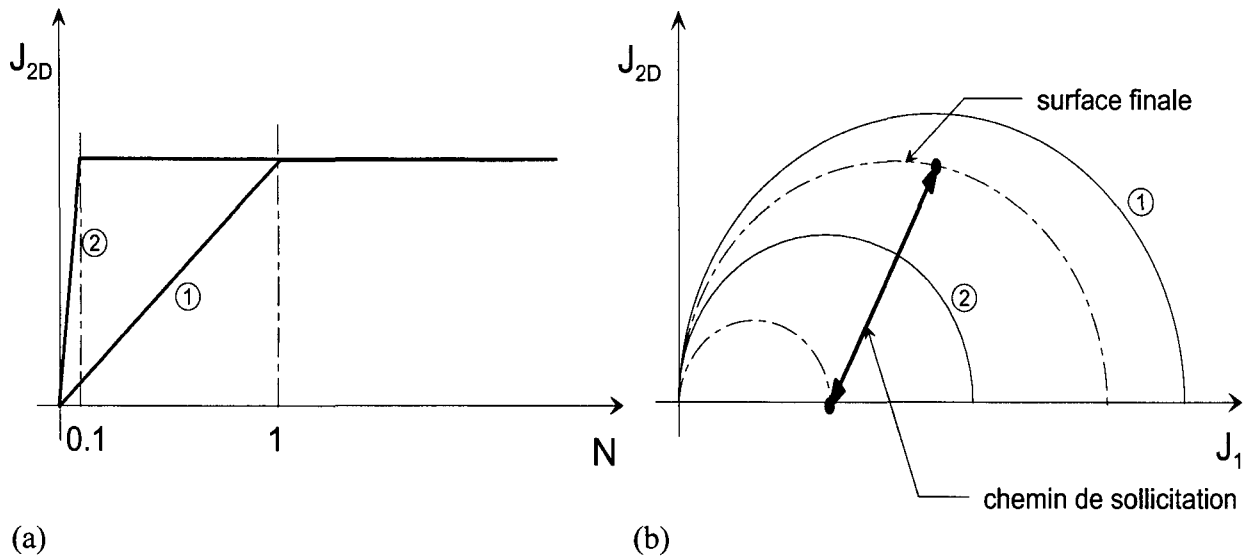


Fig. 5.18: (a) Imposition de la charge lors de deux simulations. (b) Position de la surface de charge après le premier incrément pour les deux impositions différentes.

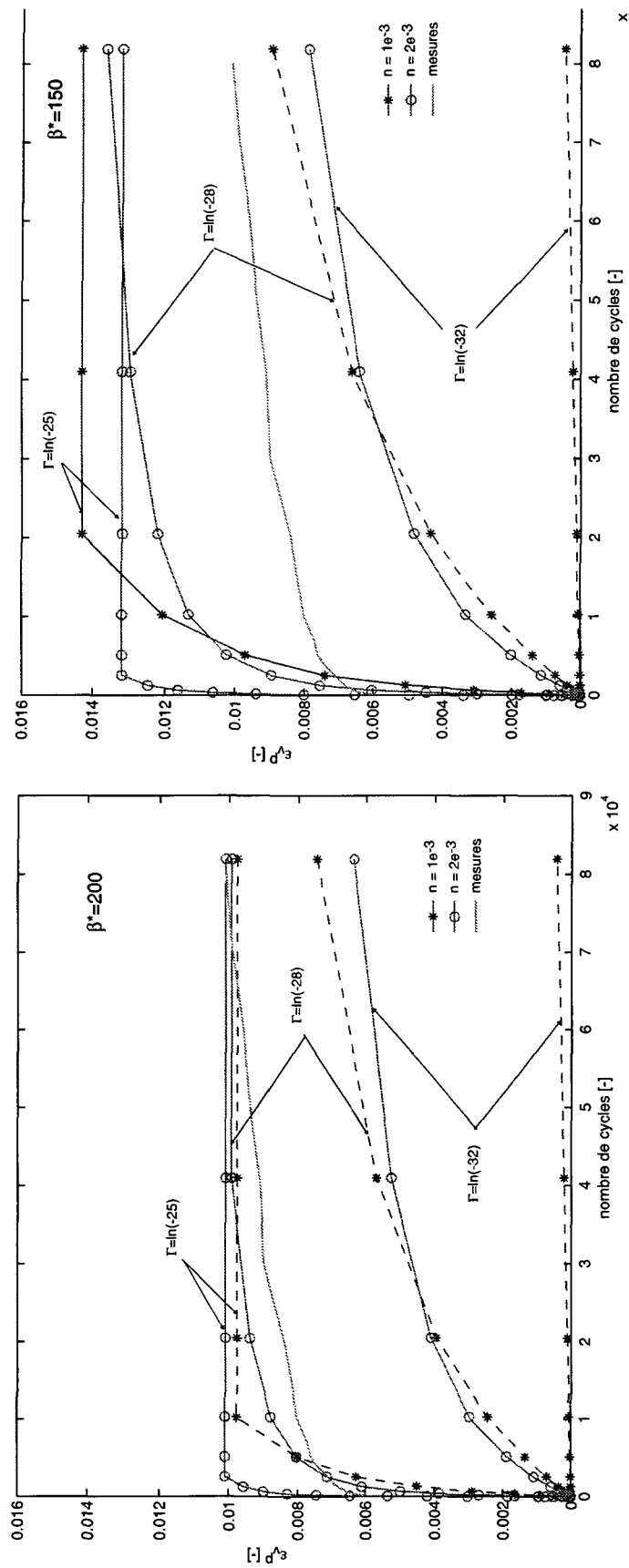
5.3.3.3 Etude paramétrique

Sous nos hypothèses de choix de la fonction de charge et de la variable d'écrouissage, il n'est pas possible de déterminer des paramètres intrinsèques au sol. Dans le but d'estimer l'influence de chaque paramètre (à l'exception de M que nous estimons connu), une étude de la réponse du modèle à la variation de ses paramètres est réalisée sur l'essai Va1-TRI4c.

Sur la Figure 5.19 sont présentés les résultats de cette analyse qui a été faite pour deux valeurs différentes de β^* (200 et 150). L'influence de β^* , qui règle la valeur de la déformation finale, est prépondérante puisque une diminution de 25 % de sa valeur modifie la valeur de cette déformation de 50%. De même on constate qu'une diminution de n ainsi que celle de Γ ralentit l'accumulation des déformations permanentes.

En reliant ces variations avec la plage de valeurs calculées pour nos essais (voir Tableau 5.5 et Tableau 5.6), on se rend compte que n va jouer un rôle plus sensible que Γ sur la réponse du

modèle.



(a) (b)

Fig. 5.19: Influence de la variation des paramètres du modèle sur la réponse en déformation. (a) $\beta^*=200$ (b) $\beta^*=150$.

5.3.4 Résultats

5.3.4.1 Chemins de calage

On présente ici, pour chaque essai triaxial, les résultats des différentes simulations de calage à l'aide de deux variables d'écrouissages différentes, l'une étant la déformation volumique plastique et l'autre la déformation déviatoire plastique.

La Figure 5.20 représente les déformations volumiques calculées pour les essais de calage, alors que la Figure 5.21 représente les déformations axiales de ces mêmes essais. On constate en comparant ces deux figures que la déformation volumique est bien reproduite alors que la prédiction de la déformation axiale est moins bonne sauf pour l'essai Va1-TRIp4c qui est l'essai qui possède la plus faible pente de sollicitation ($\eta=1.7$). En d'autres termes, bien qu'écrit en composantes principales (équation 5.19), le modèle permet de reproduire correctement ses composantes dans une zone où les déformations volumiques sont prépondérantes par rapport aux déformations déviatoires. Pour les essais dont les déformations déviatoires sont prépondérantes, la prédiction se dégrade.

La vitesse d'accumulation des déformations plastiques est toujours surestimée par le modèle. Ceci peut être dû au choix discutable de la fonction de forme exponentielle. En effet, en examinant la Figure 5.17, on constate que la détermination des paramètres de l'équation 5.12 ne donne pas un calage satisfaisant.

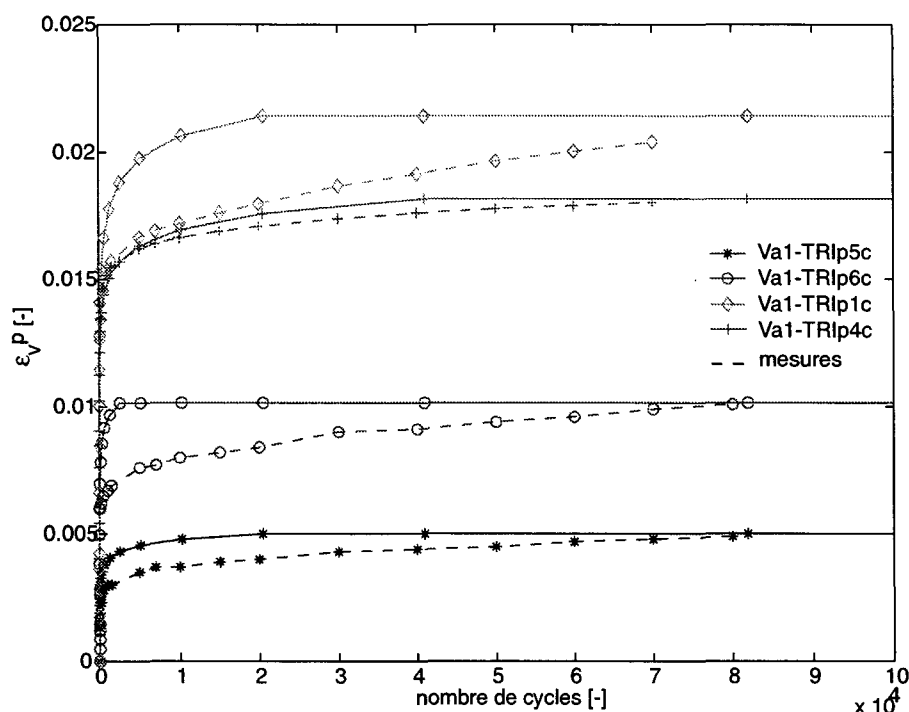


Fig. 5.20: Modélisation des essais de calage. Déformations volumiques plastiques comparées aux mesures. Essais triaxiaux.

La Figure 5.23 et la Figure 5.24 montre les mêmes modélisations mais avec la déformation déviatoire comme variable d'écrouissage. On constate sur ces deux figures, outre la qualité du calage, que les composantes axiales sont mieux prévues que lors du cas avec la déformation volumique pour variable, notamment pour les essais à forte pente de sollicitation présentant des déformations

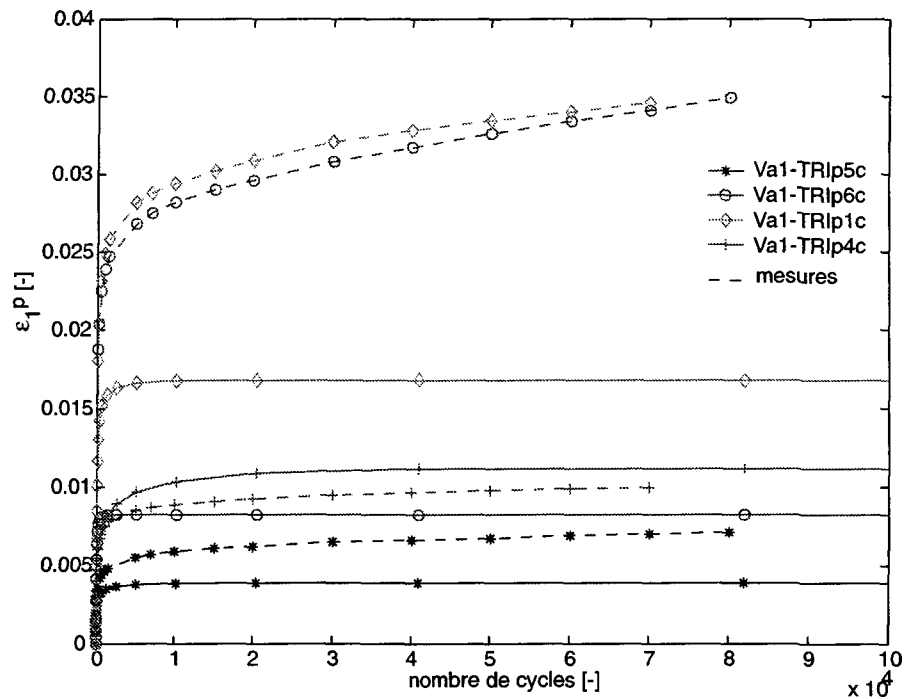


Fig. 5.21: Modélisation des essais de calage. Déformations axiales plastiques comparées aux mesures. Essais triaxiaux.

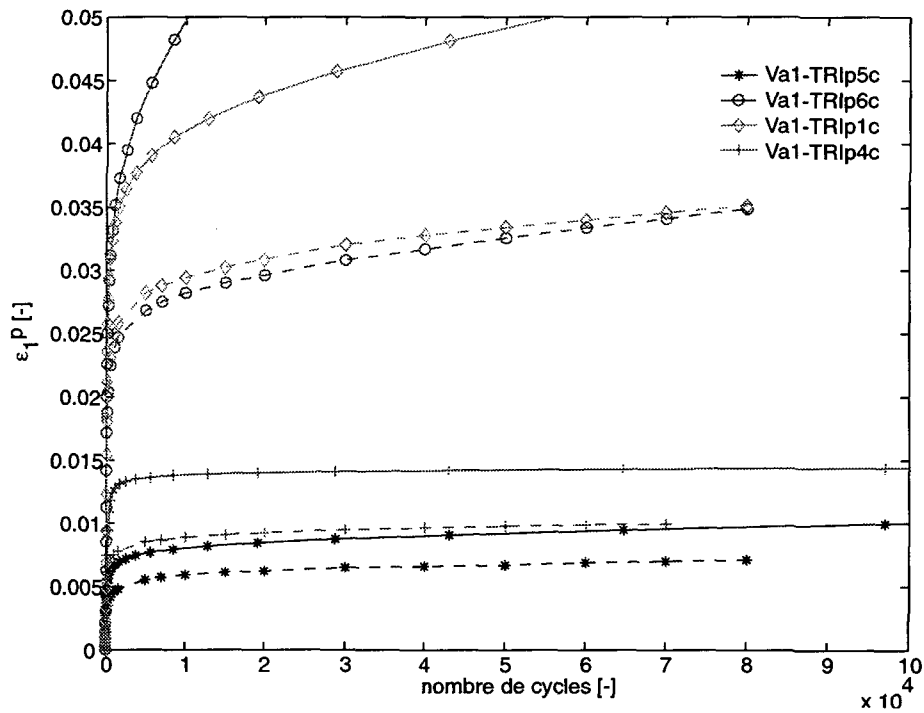


Fig. 5.22: Modélisation des essais de calage. Déformation axiale plastique.
Variable d'écrouissage = déformation déviatoire plastique.

déviatoires importantes.

Avec la déformation déviatoire comme variable, le modèle est moins stable, puisque si l'incrément de déformation radiale prédit est égal à l'incrément de déformation axiale, alors la déforma-

tion déviatoire n'évolue plus mais la déformation volumique augmente constamment.

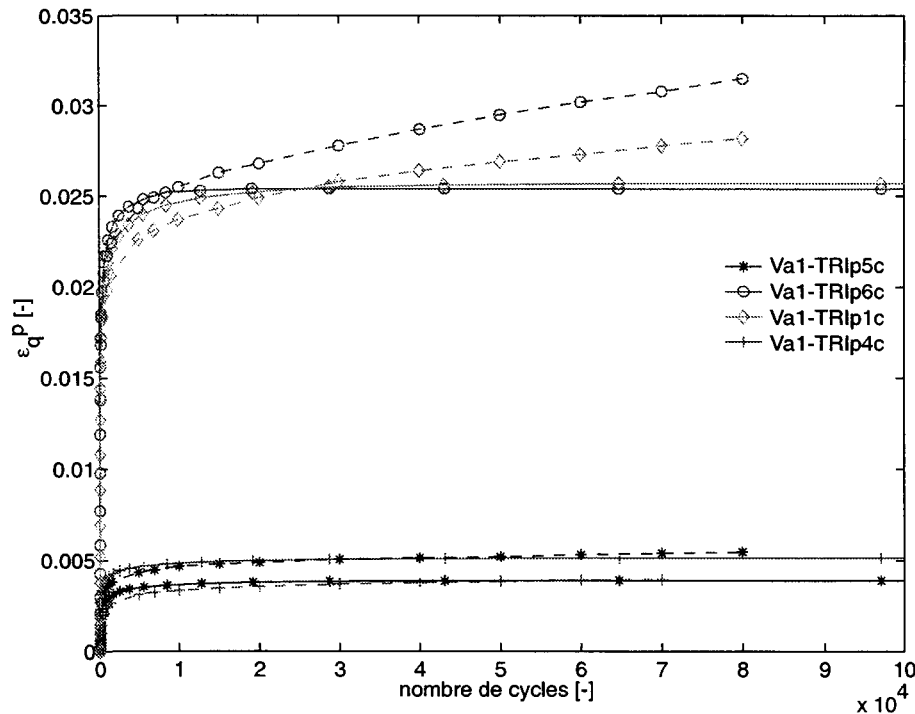


Fig. 5.23: Modélisation des essais de calage. Déformation déviatoire plastique.
Variable d'écrouissage = déformation déviatoire plastique.

5.3.4.2 Simulations avec la déformation volumique plastique comme variable d'écrouissage

Les résultats utilisant l'estimation du paramètre β^* à l'aide du modèle empirique présenté plus haut sont présentés à la Figure 5.24 en ce qui concerne les déformations volumiques et la Figure 5.25 pour les déformations axiales. La valeur de n et de Γ sont choisies de manière à caler correctement les essais à grande amplitude de déviateur (Va1-TRIp6c et Va1-TRIp1c) et valent $n=0.003$ et $\ln(\Gamma)=-28$.

La qualité de la prédiction est fortement liée à celle de l'estimation du β^* , ce que le modèle empirique de l'équation 5.26 permet relativement bien. Les vitesses à laquelle la déformation finale est atteinte est bien estimée avec ce jeu de paramètre, sauf pour l'essai Va1-TRIp5c dont la valeur de n trop petite par rapport à sa vraie valeur.

L'application des mêmes paramètres sur les essais oedométriques donnent les résultats présentés à la Figure 5.26 pour les déformations volumiques plastiques et la Figure 5.27 pour ce qui concerne les déformations axiales. Dans un essai oedométrique, déformations plastiques volumiques et

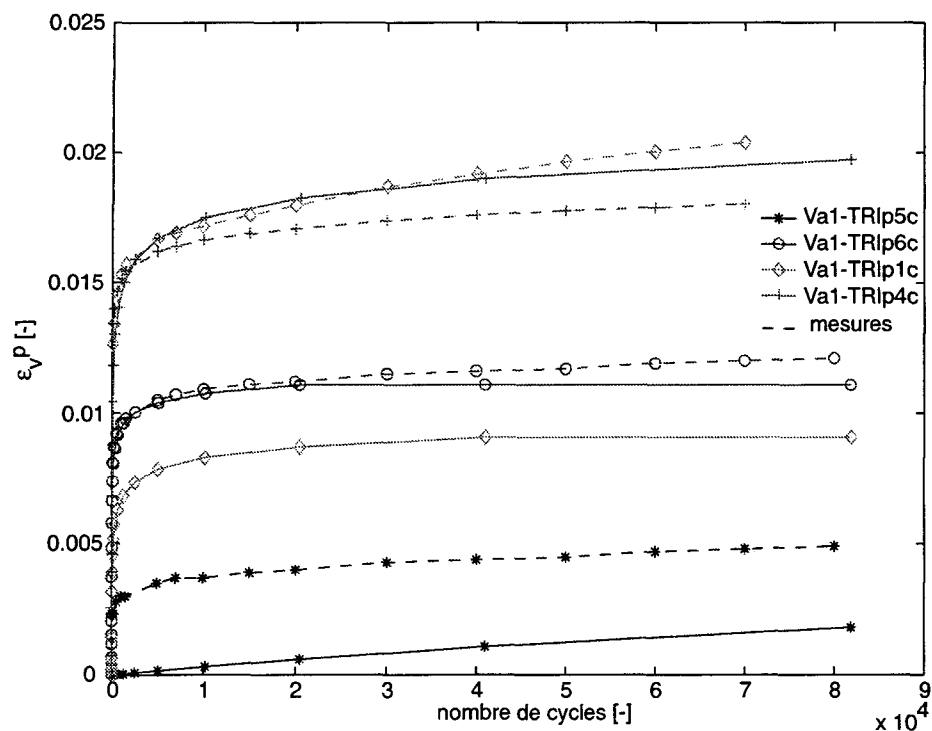


Fig. 5.24: Modélisation des essais triaxiaux cycliques; déformations volumiques plastiques. β^* selon l'équation 5.30, $n = 0.003$ et $\ln(\Gamma) = -28$.

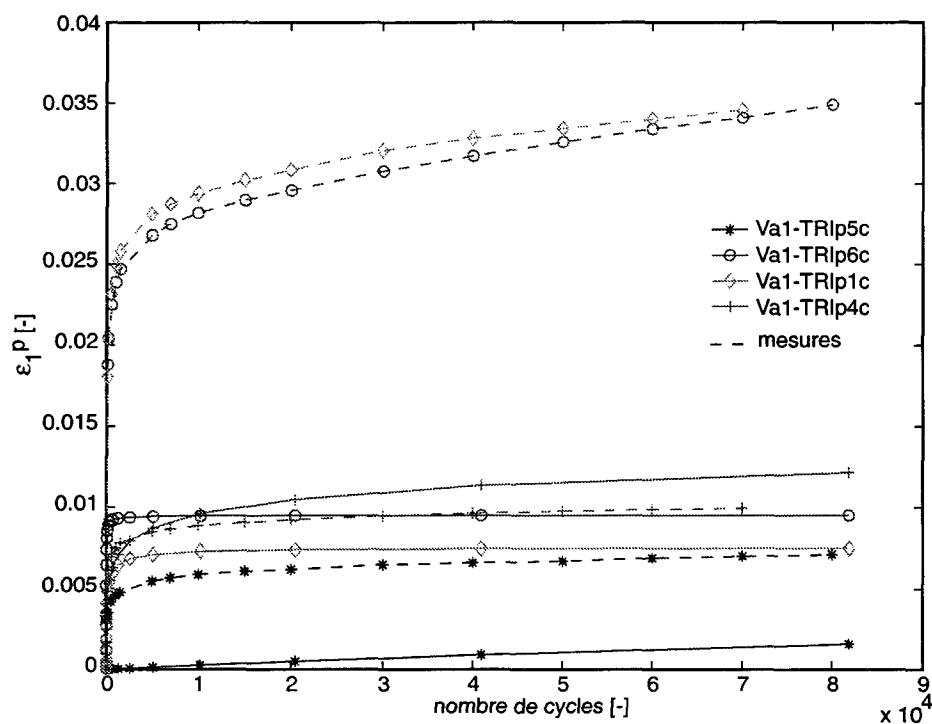


Fig. 5.25: Modélisation des essais triaxiaux cycliques. Déformations axiales plastiques. β^* selon l'équation 5.30, $n = 0.003$ et $\ln(\Gamma) = -28$.

axiales plastiques sont identiques, mais le modèle actuel prédit deux déformations différentes.

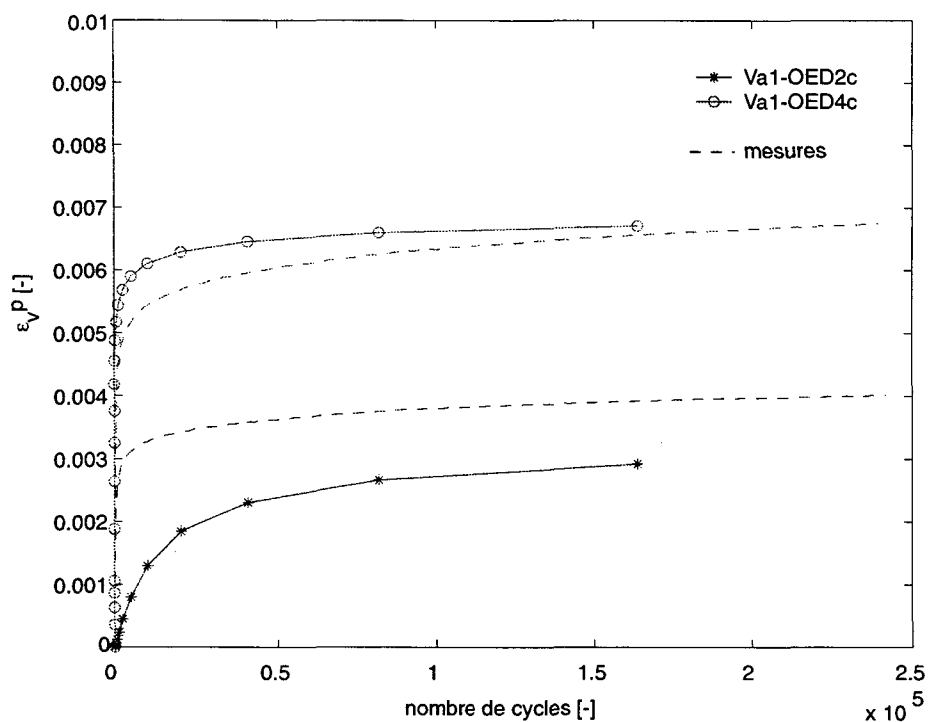


Fig. 5.27: Modélisation des essais oedométriques. Déformations volumiques plastiques. β^* selon l'équation 5.30, $n = 0.003$ et $\ln(\Gamma) = -28$.

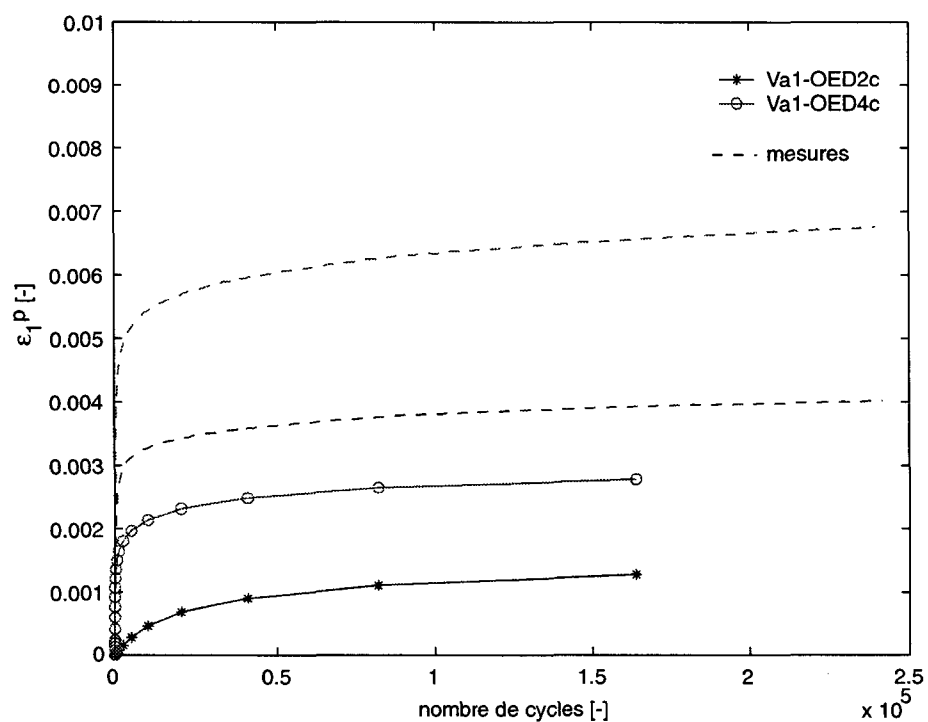


Fig. 5.26: Modélisation des essais oedométriques. Déformations axiales plastiques. β^* selon l'équation 5.30, $n = 0.003$ et $\ln(\Gamma) = -28$

5.3.4.3 Simulations avec la déformation déviatoire comme variable d'écrouissage

Les simulations avec la variable déviatoire comme variable d'écrouissage sont données dans la Figure 5.28 et Figure 5.29. Seuls les essais triaxiaux sont simulés ici et les valeurs de n et de Γ sont choisies dans la zone des essais à forte amplitude de déviateur et forte pente de sollicitation. Les valeurs de n et $\ln(\Gamma)$ choisies sont de 0.0025 et de -26.5. L'essai Va1-TRIp4c, n'est pas représenté puisqu'il s'agit d'un essai qui ne satisfait pas le relation empirique.

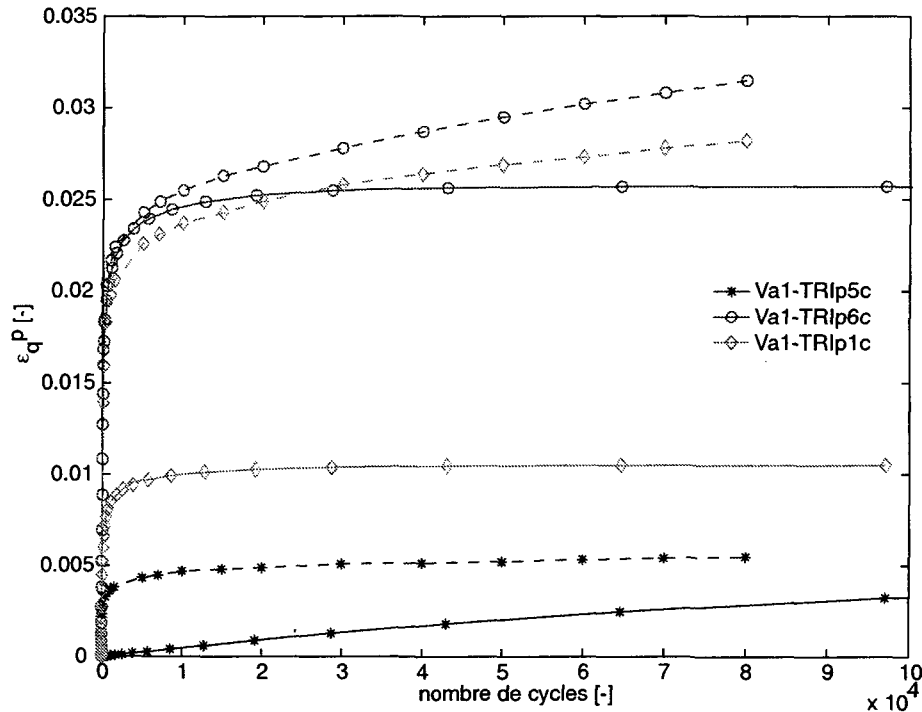


Fig. 5.28: Simulations des essais triaxiaux avec β^* selon l'équation 5.26. Variable d'écrouissage = déformation déviatoire plastique. $n=0.0025$, $\ln(\Gamma)=-26$.

On remarque sur ces figures à nouveau l'importance de connaître β^* le mieux possible : Par exemple la valeur de ce paramètre pour Va1-TRIp6c est surestimée par la relation empirique et ainsi la déformation déviatoire finale prédite est trop faible. Dans le cas des déformations axiales, le choix de cette variable d'écrouissage permet de prédire de plus fortes déformations axiales par rapport au choix de la déformation volumique plastique.

5.3.5 Commentaires et conclusions

A ce stade du développement du modèle, plusieurs commentaires peuvent être faits :

- Le choix d'une approche viscoplastique pour la modélisation de l'accommodation des déformations plastiques est élégante et rapide. Elle se met en oeuvre facilement. La simplification qui consiste à admettre une loi plastique de Cam-Clay modifié pour un matériau granulaire est sans doute excessive. Le principe de l'approche générale étant toutefois vérifié, il se s'agira ensuite que d'adapter le critère de plasticité (Desai et al. 1991; Mroz et al. 1978; Nova et Wood 1979).
- Le choix de la déformation volumique plastique comme variable d'écrouissage ne permet pas de tenir compte correctement à la fois de l'évolution des déformations axiales et radiales, malgré la bonne concordance qu'il existe au niveau volumique. Les matériaux granulaires étant

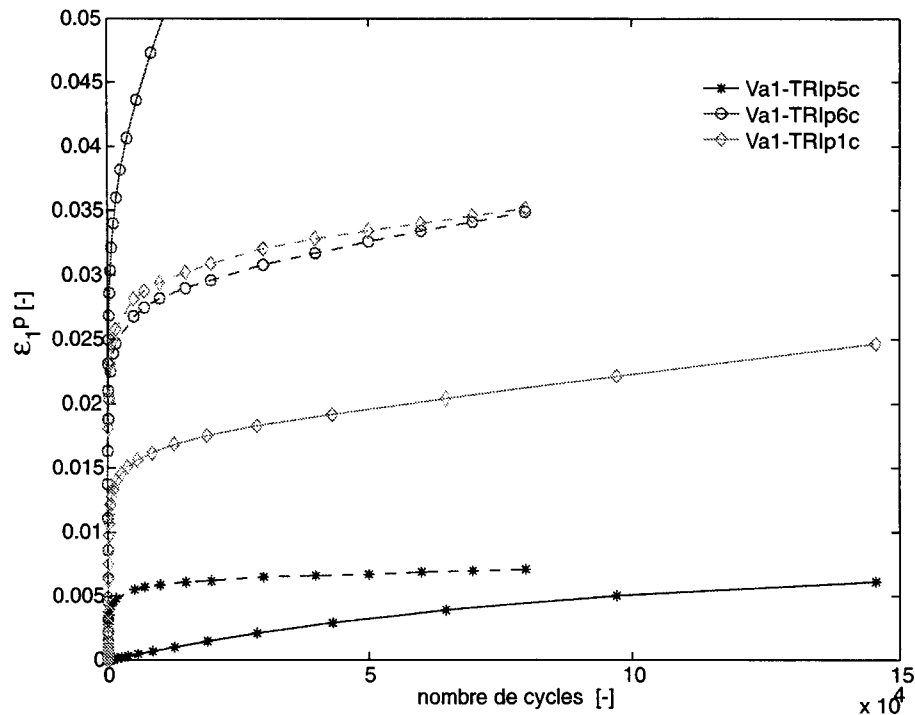


Fig. 5.29: Simulations des essais triaxiaux avec β^* selon l'équation 5.26. Variable d'écrouissage : déformation déviatoire plastique. $n=0.0025$, $\Gamma=-26$

des milieux frottants, le choix de la déformation déviatoire améliore la qualité de la prédiction des déformations par composantes. Néanmoins, ces deux variables sont trop simples pour modéliser le phénomène d'accommodation.

- Le choix d'une loi associée, malgré la simplicité de la formulation, peut expliquer également les mauvaises prédictions en déformations principales. En admettant que la déformation volumique est correcte, elle induit une déformation déviatoire fautive.
- La valeur des deux paramètres de vitesse est liée au choix de ce premier paramètre. Or on constate que si l'on connaît β^* , on n'a pas de valeurs univoque de n et Γ , qui tend à prouver que le choix de la variable d'écrouissage est primordiale par rapport à celle du potentiel puisqu'elle seule rentre dans la détermination de ces deux paramètres.
- La forme de la loi d'écoulement doit aussi être mise en cause. En effet, lors du calage des paramètres on constate (voir Figure 5.17) qu'on n'arrive pas à caler la fonction exponentielle de l'équation 5.12 avec suffisamment de qualité.
- Un effort sur la détermination de β^* fournirait une relation permettant de prédire directement la déformation finale. Cette détermination exige des essais systématiques qui font varier les paramètres qui influencent cette déformation à savoir la pression moyenne initiale, l'amplitude du déviateur, la pente et la pente moyenne de la sollicitation.

5.4 Conclusions

Ce chapitre présente les résultats de la modélisation du comportement élastique et plastique des matériaux testés au Chapitre 4, essentiellement la grave de fondation routière.

- La modélisation du comportement élastique exige d'utiliser au minimum une loi dont les para-

mètres dépendent de la pression moyenne. La loi de Boyce utilisée dans le domaine routier inclut cette dépendance ainsi que celle du déviateur cyclique. Elle permet de modéliser correctement ce comportement. Dans sa formulation anisotrope, cette loi permet d'estimer des modules élastiques horizontaux et verticaux mais pas de tenir compte du nombre de cycles.

- Le comportement plastique est modélisé selon deux approches, l'une élastoplastique, l'autre viscoplastique. L'approche élastoplastique exige de connaître des paramètres de matériaux (en général une dizaine) demandant des essais triaxiaux monotones jusqu'à l'état critique. Au-delà de quelques dizaines de cycles, pour autant que les paramètres soient optimisés, le modèle prédit une accumulation de déformations plastiques trop importante. L'approche considérée pour remédier à cet inconvénient est de considérer une approche pseudo-viscoplastique dans laquelle le nombre de cycles de sollicitation remplace le temps. Cette approche permet de s'affranchir de la simulation de tous les cycles.
- Le développement de ce modèle montre la capacité de celui-ci à modéliser les déformations plastiques en fonction du chemin de contraintes suivi. Il reprend les caractéristiques principales des modèles de viscoplasticité de Perzyna et comprend quatre paramètres dont un concerne la modélisation de l'état accommodé et deux la vitesse à laquelle cet état est atteint. Le dernier paramètre règle la forme de la surface de charge. La formulation du modèle est simple et élégante, son intégration est facile. Néanmoins, il est formulé trop simplement pour parvenir à des bons résultats avec un seul jeu de paramètres dans toutes les parties du plan $p'-q$. La forme du potentiel plastique, le choix de la ou des variables d'écrouissage sont des questions qui restent ouvertes, ainsi que la formulation de la loi d'écoulement.
- Le nombre d'essais nécessaires à la détermination de ces paramètres n'est pas connu. Cependant cette détermination exige de réaliser des essais au triaxial cyclique.

CHAPITRE 6 : CONCLUSIONS

Ce travail apporte une contribution à la compréhension du comportement des milieux granulaires non-liés soumis à des sollicitations mécaniques cycliques. Il a pour premier cadre le projet COST 337 qui vise à faire une revue de la production, des essais de caractérisation et de la modélisation du comportement macroscopique des matériaux composant les graves de fondation routière. Une des conclusions de ce projet mentionne les lacunes qui existent dans la modélisation à long terme de leur comportement. Un deuxième cadre est l'arrivée sur le marché de matériaux d'excavation récupérables pour le génie-civil et qui nécessitent d'être valorisés, notamment dans la construction routière.

Nous avons tout d'abord examiné les différents types de sollicitations que peut connaître une fondation de chaussée en nous attardant plus particulièrement sur les sollicitations mécaniques. Nous avons déterminé les ordres de grandeur des contraintes et déformations que subit une couche de fondation routière, soit par des essais en vraie grandeur soit par des simulations aux éléments finis. De là, il ressort que les contraintes que subit une fondation de chaussée au passage d'un essieu classique est de l'ordre de 100 à 400 [kPa], valeur qui dépend de la température par l'intermédiaire de la couche de bitume, que ses déformations élastiques sont de l'ordre de 10^{-4} alors que ses déformations permanentes peuvent atteindre plusieurs millimètres. Les simulations mettent en évidence le type de chemin dans le diagramme $p'-q$ que suit un élément de fondation et qui présente généralement une pente supérieure à 2. Enfin, la rotation des contraintes principales peut aller jusqu'à 45-50°.

Cette dernière caractéristique est difficilement imposable lors d'essais en laboratoire standards. Cependant, nous avons montré qu'une part non-négligeable de la déformation plastique peut être attribuée à cet effet, en comparant, sur des sables, des essais dans des chemins semblables en termes d'amplitudes de contraintes principales mais différents selon l'orientation de ces dernières. Cette compararaison montre que pour une rotation de l'orientation des contraintes principales de l'ordre de 40°, les déformations volumiques d'échantillons denses passe de la dilatance à la contractance, alors que le deuxième invariant des déformations déviatoires peut augmenter d'un facteur 5 à 10.

Une série d'essais oedométriques et triaxiaux cycliques réalisés sur une grave composée de matériau brut d'excavation de tunnel a permis de montrer le caractère fortement non-linéaire et dépendant de la pression moyenne du comportement élastique. On constate une rigidification des échantillons avec l'augmentation du nombre de cycles corollaire de l'augmentation de sa compacité. Cette rigidification dépend du chemin suivi et peut atteindre jusqu'à 40 % de la valeur initiale.

Le comportement plastique des échantillons montre un net phénomène d'accommodation. L'accumulation de 90 % de la déformation finale se fait lors des 50'000 premiers cycles. La répartition entre déformation déviatoire et volumique va dépendre du chemin suivi. Les triaxiaux produisent de plus fortes déformations déviatoires alors que les déformations volumiques deviennent prépondérantes lorsque la pente de la sollicitation diminue.

Malgré leurs formes allongées (aiguilles) et leur angularité, les granulats composant cette grave présentent une résistance à la rupture par fatigue suffisante, du moins pour le nombre de cycles que nous avons imposés. Des mesures de morphologie des granulats développées spécialement confirme que les grains ne s'émoussent ni ne se brisent durant l'essai. Par contre, on montre que si

la granulométrie est serrée, il peut y avoir des ruptures, dans notre cas dès 1 [Mpa]. L'apparition de ces ruptures dépend fortement de la minéralogie.

Enfin, nous avons cherché à modéliser les différents essais réalisés sur la grave de fondation routière. Nous avons mis l'accent sur l'estimation des déformations permanentes après avoir appliqué avec succès une loi d'élasticité non-linéaire (Boyce) à la simulation des déformations élastiques observées.

Pour le cas des déformations plastiques, nous avons tout d'abord simulé ces déformations à l'aide d'un modèle élasto-plastique à écrouissage mixte (Hujeux). Au-delà d'une centaine de cycles, les erreurs qui s'accumulent dégradent la prédiction et il n'est pas possible de simuler correctement des milliers de cycles. Avec de tels modèles, le phénomène d'accommodation ne peut pas être reproduit sans avoir recours à un nouveau paramètre de matériau. Pour notre part, nous n'avons pas appliqué cette stratégie mais nous sommes tournés vers la pseudo-viscoplasticité où le nombre de cycles remplace le temps.

L'approche adoptée vise à estimer si une telle théorie peut s'appliquer au cas qui nous occupe. Le modèle développé ne nécessite que l'intégration d'une loi d'écoulement de type Perzyna. Des hypothèses de départ simples sont admises : loi de Cam-Clay modifiée, associativité et écrouissage isotrope. Les variables d'écrouissage testées sont la déformation volumique plastique et la déformation déviatoire plastique. Le modèle nécessite quatre paramètres : deux pour régler l'amplitude des déformations finales (M et β^*) et deux pour les vitesses de déformations (n et $\ln(\Gamma)$). Le modèle montre sa capacité à reproduire les déformations plastiques en fonction du chemin de contraintes suivi. Cependant il est formulé de manière trop simple pour permettre une modélisation satisfaisante. En effet, sous les hypothèses faites, il est difficile de dégager des paramètres intrinsèques au matériau. La forme de la loi d'écoulement, les variables d'écrouissage ne semblent pas adaptées à notre problème.

6.1 Perspectives

Dans la caractérisation du comportement à long terme des matériaux granulaires, des essais systématiques au triaxial cyclique sont indispensables afin de quantifier les effets des divers paramètres explicatifs de l'accumulation des déformations permanentes à savoir : la pression moyenne, l'amplitude du déviateur, la pente et la pente moyenne de la sollicitation. Cette exhaustivité devrait permettre de développer un modèle viscoplastique plus adapté et notamment d'estimer des paramètres intrinsèques au matériau.

La mise en place de matériaux avec des grains de forme allongée occasionne une anisotropie initiale et induite qui n'est pas mesurable dans le cas de nos essais mais qui influence à la fois le comportement élastique et plastique. La loi élastique utilisée permet de le mettre en évidence, par contre il n'y a pas de moyens d'en tenir compte dans le comportement plastique. Des essais cycliques, incluant des essais isotropes, quantifieraient l'influence de cette grandeur sur divers matériaux. Cette influence peut ensuite être incluse dans le modèle.

References bibliographiques

- AASHTO. *Guide for pavement structures* (1986).
- Al-Douri, R. H., et Poulos, H. G. (1992). *Static and cyclic direct shear tests on carbonate sand*, Geotechnical Testing Journal, 15(2), pp. 138-157.
- Arslan, U., Katzenbach, R., et Festag, G. (2000). *Beitrag des Abrasion zur Deformation des Sandes*, Institut für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, rapport interne Teilprojekt B10.
- Asch, G. *Les capteurs en instrumentation industrielle* (1983), Dunod.
- Balay, J., Gomes-Correia, A., Jouve, P., Horny, P., et Pauthe, J.-L. (1998). *Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées. Dernières avancées*, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, 216, pp. 3-18.
- Bard, E. (1993). *Comportement des milieux granulaires secs et à liant hydrocarbonés*, thèse de doctorat, Ecole Centrale, Paris.
- Bardet, J. P. (1986). *Bounding surface plasticity model for sands*, Journal of Engineering Mechanics, 112(11), pp. 1198-1217.
- Barksdale, R. D. (1972). *Laboratory evaluation of rutting in base course materials*, 3rd Int. Conf. on Struct. Des. of Asphalt Pavements, pp. 161-174.
- Bathurst, R. J., et Rothenburg, L. (1990). *Observation on stress-force-fabric relationships idealized granular materials*, Mechanics of Materials, 9, pp. 65-80.
- Berest, P., et Weber, P. *Thermomécanique des roches* (1988), BRGM.
- Bianchini, G., et Puccini, P. (1988). *Response to questionnaire*, Constitutive equations for granular non-cohesive soils, Cleveland, Saada & Bianchini, ed.
- Biarez, J. (1962). *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents*, thèse de doctorat, Grenoble.
- Biarez, J., et Hicher, P. Y. (1997). *Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires*, Revue française de génie civil, 1(4), pp. 607-631.
- Biarez, J., et Hicher, P.-Y. *Elementary soil mechanics : Saturated and remoulded soils* (1994), Balkema.
- Billam, J. (1971). *Some aspects of the behaviour of granular materials at high pressures*, Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, pp. 69-80.
- Bishop, A. W., et Wesley, L. D. (1975). *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*, Géotechnique, 25(4), pp. 675-670.
- Boyce, H. R. (1980). *A non-linear model for the inelastic behaviour of granular materials under repeated loading*, International Symposium on Soils under Static and Transient Loading, Swansea, pp. 285-294.
- Brewer, R. *Fabric and mineral analysis of soils* (1964), J. Wiley, New-York.
- Brown, S. F. (1996). *Soil mechanics in pavement engineering*, Géotechnique, 46(3), pp. 383-426.
- Cambou, B. *Behaviour of granular materials* (1998), Courses and lectures du CISM Udine, Springer.

- Cambou, B., et Jafari, K. (1988). *Modèle de comportement des sols non-cohérents*, Revue Française de Géotechnique, 44, pp. 43-55.
- Castro, G. (1975). *Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands*, Journal of geotechnical engineering, 101(6), pp. 552-570.
- CEN-TC-227. (1998). *Mélanges avec ou sans liant hydraulique - Partie 7 : essai triaxial sous charge cyclique pour mélanges sans liant hydraulique*, prEN 13286-7.
- Chan, F. W. K. (1990). *Permanent deformation resistance of granular layer in pavements*, thèse de doctorat, University of Nottingham, Nottingham.
- Chang, C. S., et Whitmann, R. V. (1988). *Drained permanent deformation of sand due to cyclic loading*, Journal of Geotechnical Engineering, 114(10), pp. 1164-1180.
- Chazallon, C. (2000). *An elastoplastic model with kinematic hardening for unbound aggregates in road*, Unbound granular materials in roads construction, Nottingham, A.R. Dawson, ed., pp. 265-270.
- Chen, K. (1997). *Behavior of pavement materials under cyclic loading*, thèse de doctorat, University of New South Wales, Sydney.
- Colliat-Dangus, J. L. (1986). *Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes: influence de la nature minéralogique du matériau*, Thèse, université scientifique et médicale, Grenoble.
- Collins, I. F., et Boulbibane, M. (1998). *Shakedown analysis and design of unbound pavements*, Roading Geotechnics, Auckland, pp. 59-64.
- COST-337. (2001). *Unbound granular materials for road pavements*, rapport final.
- Dafalias, Y. F., et Popov, E. P. (1975). *A model of nonlinearly hardening materials for complex loading*, Acta Mechanica, 21, pp. 173-192.
- d'Almeida, J. R. (1991). *Program FENLAP user's guide*, University of Nottingham
- Daouadji, A. (1999). *Modélisation de l'influence de la rupture des grains sur le comportement des matériaux granulaires*, thèse de doctorat, Ecole Centrale, Nantes.
- Datta, M., Gulhati, S. K., et Rao, G. V. (1979). *Crushing of calcareous sand during shear*, 11th Offshore Technology Conference, Houston, pp. 1459-1462.
- Dawson, A. R., Thom, N. H., et Paute, J.-L. (1993). *Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition*, Flexible Pavements, Lisbonne, A. Gomes Correia, ed., pp. 35-44.
- deCoulon, F. *Théorie et traitement des signaux* (1996), Traité d'électricité - DE - EPFL.
- Desai, C. S., Sharma, K. G., Wathugala, G. W., et Rigby, D. B. (1991). *Implementation of hierarchical single surface $\delta 0$ and $\delta 1$ models in finite element procedure*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 15, pp. 649-680.
- Desai, C. S., et Toth, J. (1996). *Disturbed state concept constitutive modeling based on stress-strain and nondestructive behavior*, International Journal of Solids and Structures, 33(11), pp. 1619-1650.
- Desai, C. S., Vulliet, L., et Samtani, N. C. (1995). *Constitutive modelling and analysis of creeping slopes*, Journal of Geotechnical Engineering, 121(1), pp. 43-56.
- Descoeudres, F., Dumont, A.-G., Parriaux, A., Vulliet, L., Dysli, M., Robyr, P., Fontana, M., et Franciosi, G. (2000). *Utilisation des matériaux d'excavation de tunnels dans le domaine routier. Etat des connaissances actuelles.*, ISRF-EPFL, mandat de recherche OFROU n° 52/98.

-
- di Prisco, C., Nova, R., et Lanier, J. (1993). *A mixed Isotropic-kinematic hardening constitutive law for sand*, Modern Approaches to Plasticity, D. Kolymbas, ed.
- Dumont, A.-G., Sahli, A., Recordon, E., et Gueye, I. (1994). *Validation expérimentale des lois de comportement de matériaux hydrocarbonés et de sols*, LAVOC-LMS-EPFL, mandat de recherche OFROu n° 28/91.
- Felix, C. (1977). *Molasses et grès de Villarlod*, LMP EPFL, Lausanne, fiche technique.
- GDS. (1996). *The Users Handbook*, GDS Instruments Ltd, ver 1.01.
- Geiser, F. (1999). *Comportement mécanique d'un limon non-saturé*, thèse de doctorat, EPFL, Lausanne.
- GEONOR. (1982). *Manuel de l'utilisateur*, NGI.
- Ghaboussi, J., et Momen, H. (1984). *Plasticity model for inherently anisotropic behaviour of sands*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 8, pp. 1-17.
- Gomes-Correia, A. (1985). *Contribution à l'étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques*, thèse de doctorat, Ecole des Ponts et Chaussées, Paris.
- Gomes-Correia, A. (1999). *Review of models and modelling of unbound granular materials*, Unbound Granular Materials. Laboratory testing, in-situ testing and modelling, Lisbonne, Balkema, pp. 3-15.
- Gupta, A. K. (2000). *Constitutive modelling of rockfill materials*, thèse de doctorat, Indian Institute of Technology, Delhi.
- Haimson, B. C., et Kim, C. M. (1971). *Mechanical behavior of rock under cyclic fatigue*, XIII Symp. Rock Mechanics, Stability of rock slopes, Urbana, pp. 845-863.
- Hardin, B. (1985). *Crushing of soil particles*, Journal of geotechnical engineering, 111(10), pp. 1177-1185.
- Hardin, B. O., et Drnevich, V. P. (1972). *Shear modulus and damping in soils : measurement and parameter effects*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 98(6), pp. 603-624.
- Hardin, B. O., et Richart, F. E. (1963). *Elastic waves velocities in granular soils*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 89(1), pp. 33-65.
- HBM. *DMC User Manuel, UPM User Manuel et SPIDER User Manuel*, HBM Inc. Darmstadt, D.
- Head, K. H. *Manual of soil laboratory testing* (1986), Pentech Press, London.
- Hertz, H. (1881). *Über die Berührung fester elastischer Körper*, J. Reine U. Angew. Math., 92, pp. 156-171.
- Hicher, P.-Y., Daouadji, A., et Fedgouche, D. (1999). *Elastoplastic modelling of the cyclic behaviour of granular materials*, Modelling and advanced testing for unbound granular materials, Lisbon, A. Gomes Correia, ed.
- Hicher, P.-Y., et Rahma, A. (1994). *Micro-macro correlations for granular media. Application to the modelling of sands*, European Journal of Mechanics A/Solids, 13(6), pp. 763-781.
- Hicks, R. G., et Monismith, C. L. (1971). *Factors influencing the resilient response of granular materials*, Highway Research Record, 345.
- Hinchberger, S. D., et Rowe, R. K. (1998). *Modelling the rate sensitive characteristics of the Gloucester foundation soil*, Canadian Geotechnical Journal, 35, pp. 769-789.
- Hornych, P., Corté, J. F., et Paute, J. L. (1993). *Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées*, Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 184, pp. 45-55.
-

-
- Hornych, P., et Gerard, A. (1999). *A pneumatic repeated load triaxial apparatus for unbound granular materials and subgrade soils*, Unbound granular materials, Lisbonne, A. Gomes-Correia, ed., pp. 99-108.
- Hornych, P., Kazai, A., et Piau, J.-M. (1998). *Study of the resilient behaviour of unbound granular materials*, Vth Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, pp. 1277-1287.
- Hornych, P., Kazai, A., et Quibel, A. (2000). *Modelling a full scale experiment of two flexible pavement structures with unbound granular bases*, Unbound aggregates in road construction, Nottingham, A.R. Dawson, ed., pp. 359-367.
- Hudson, J. A., et Harrison, J. P. *Engineering rock mechanics* (1997), Imperial College of science, London.
- Hujeux, J.-C. (1985). *Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols*, Génie Parasismique, Paris, Presses des Ponts et Chaussées, ed., pp. 316-331.
- Huot, F. (1999). *Caractéristiques élastiques des sols : du comportement pseudo-statique à la propagation des ultrasons*, thèse de doctorat, EPFL.
- Hyde, A. F. L. (1974). *Repeated load triaxial testing of soils*, thèse de doctorat, University of Nottingham.
- Incropera, F. P., et Dewitt, D. P. *Fundamentals of heat and mass transfer* (1996), Wiley, New-York.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., et Yasuda, S. (1975). *Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses*, Soil and Foundation, 15(1), pp. 29-44.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., et Takagi, Y. (1978). *Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading*, Soils and Foundations, 18(1), pp. 39-56.
- Jeuffroy, G. *Conception et construction des chaussées* (1978), Cours de l'ENPC, Paris.
- Joer, H. A., Lanier, J., et Fahey, M. (1998). *Deformation of granular materials due to rotation of principal axes*, Geotechnique, 48(5), pp. 605-619.
- Jong, D. L. d., Peutz, M. G. F., et Korswagen, A. R. *Computer program BISAR* (1973), Shell Laboratorium, Amsterdam.
- Jouve, P., et Elhannani, M. (1994). *Application des modèles non linéaires au calcul des chaussées souples*, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, 190, pp. 39-55.
- Ju, J. W. (1989). *On energy-based coupled elastoplastic damage theories : constitutive modeling and computational aspects*, International Journal of Solids and Structures, 25(7), pp. 803-833.
- Kachanov, M. (1982). *A microcrack model of rock inelasticity*, Mechanics of materials, 1, pp. 19-27, 1039-1051.
- Kim, M.-S. (1995). *Etude expérimentale du comportement mécanique des matériaux granulaires sous fortes contraintes*, thèse de doctorat, Ecole Centrale, Paris.
- Klubertanz, G. (1999). *Zur hydromechanischen Kopplung in dreiphasigen porösen medien*, thèse de doctorat, DGC EPFL, Lausanne.
- Kodaissi, E., Aubry, D., et Meimon, Y. (1985). *Homogenization of cyclic loading on visco-plastic offshore foundation*, Int. Conf. on Advances in Numerical Methods in Eng. Theory and Applications, Swansea.
- Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G. L., Hoque, E., et Kodaka, T. (1997). *Modelling the non-linear deformation properties of stiff materials*, Geotechnique, 47(3), pp. 563-580.
-

-
- Kokusho, T. (1980). *Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range*, Soils and Foundation, 20(2), pp. 45-60.
- Kokusho, T., et Ebashi, Y. (1981). *Cyclic triaxial test on sands and coarse materials*, ICSMFE, Stockholm, pp. 673-676.
- Lade, P. V., et Duncan, J. M. (1975). *Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil*, Journal of Geotechnical Engineering, 101(10), pp. 1037-1053.
- Lade, P. V., Yamamuro, J. A., et Bopp, P. A. (1996). *Significance of particle crushing in granular materials*, Journal of geotechnical engineering, 122(4), pp. 309-316.
- Laigle, F., et Kolmayer, P. (1998). *Modélisation numérique du comportement à long terme des ouvrages souterrains*, Revue Française de Géotechnique, 85, pp. 65-78.
- Lashine, A. K. (1971). *Some aspects of the behaviour of Keuper marl under repeated loading*, thèse de doctorat, University of Nottingham, Nottingham.
- Lassoudière, F. (1984). *Modélisation du comportement des sols sous sollicitations cycliques*, thèse de doctorat, Ecole centrale des arts et manufactures.
- Lebourg, T., Riss, J., et Clément, B. (2000). *Morphologie des grains et caractéristiques mécaniques macroscopiques : cas des moraines*, Colloque physique et mécanique des matériaux granulaires, LCPC - ENPC, ed., pp. 115-120.
- Lee, K. L., et Farhoomand, I. (1967). *Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression*, Canadian Geotechnical Journal, 4(1), pp. 68-86.
- Lee, K. L., et Seed, H. B. (1967). *Drained strength characteristics of sands*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 93(6), pp. 117-141.
- Lekarp, F. (1997). *Permanent deformation behaviour of unbound granular materials*, thèse de doctorat, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Lekarp, F., Isacsson, U., et Dawson, A. (2000). *State of the art I : Resilient strain response of unbound aggregates*, Journal of Transportation Engineering, 1126(1), pp. 66-75.
- Lemaître, J., et Chaboche, J. L. *Mécanique des matériaux solides* (1988), Dunod.
- Lentz, R. W., et Baladi, G. Y. (1980). *Simplified procedure to characterize permanent strains in sand subjected to cyclic loading*, Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, pp. 89-95.
- Lo, S.-C. R., et Chen, K. (1999). *Strain responses of granular base materials in stress path cyclic triaxial testing*, Transportation Research Record, 1687, pp. 66-74.
- Luo, D. (1995). *Image processing and pattern recognition*, thèse de doctorat, University of Glasgow, Glasgow.
- Luong, M. P. (1980). *Stress-strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient loading*, International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, pp. 315-324.
- Marsal, R. J. (1967). *Large scale testing of rockfill materials*, Journal of Geotechnical Engineering, 93(2), pp. 27-43.
- Martin, G. R., Finn, W. D. L., et Seed, H. B. (1975). *Fundamentals of liquefaction under cyclic loading*, Journal of Geotechnical Engineering, 101(5), pp. 423-438.
- McDowell, G. R., et Bolton, M. D. (1998). *On the micromechanics of crushable aggregates*, Géotechnique, 48(5), pp. 667-679.
- Michalski, E., et Rahma, A. (1989). *Modélisation du comportement des sols en élastoplasticité : définition des paramètres des modèles de Hujeux-Cyclade et recherche des valeurs des*
-

- paramètres pour différents sols*, BRGM, Orléans (F), rapport d'étude.
- Michel, P., Jacquemoud, J., Pralong, J., et Carron, C. (1998). *Cleuson-Dixence : réutilisation des matériaux d'excavation*, Ingénieurs et Architectes Suisses, 17-18, pp. 266-269.
- Mindlin, R. D., et Deresiewicz, H. (1953). *Elastic spheres in contact under varying oblique forces*, Journal of Applied Mechanics, 20, pp. 327-344.
- Miura, K., Miura, S., et Toki, S. (1986). *Deformation behaviour of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation*, Soils and Foundations, 26(1), pp. 36-52.
- Miura, N., et O-Hara, S. (1979). *Particle crushing of a decomposed granite soil under shear stresses*, Soils and Foundations, 19(3), pp. 1-14.
- Modaressi, A., Modaressi H., Piccuezzi E., et Aubry, D. *Driver de la loi de comportement de Hujeux, rapport scientifique*, Laboratoire de Mécanique des Sols Structures, EC Paris.
- Mohkam, M. (1983). *Contribution à l'étude expérimentale et théorique de comportement des sables sous chargements cycliques*, thèse de doctorat, Institut National Polytechnique, Grenoble.
- Morgenthaler, S. *Introduction à la statistique* (1997), PPUR.
- Mroz, Z. (1967). *On the description of anisotropic workhardening*, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 15, pp. 163-175.
- Mroz, Z., Norris, V. A., et Zienkiewicz, O. C. (1978). *An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2, pp. 203-221.
- Mroz, Z., Norris, V. A., et Zienkiewicz, O. C. (1979). *Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elastoplastic deformations of soils*, Geotechnique, 29(1), pp. 1-34.
- Nova, R., et Wood, D. M. (1979). *A constitutive model for sand in triaxial compression*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 3, pp. 255-278.
- Oda, M., Nemat-Nasser, S., et Konishi, J. (1985). *Stress-induced anisotropy in granular masses*, Soils and Foundations, 25(3), pp. 58-97.
- Oka, F., Adachi, T., et Okano, Y. (1986). *Two-dimensional consolidation analysis using an elastoviscoplastic constitutive equation*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 10, pp. 1-16.
- Pappin, J. W. (1979). *Characteristics of a granular material for pavement design*, University of Nottingham, Nottingham.
- Park, T. K., et M.L.Silver. (1975). *Dynamic triaxial and simple shear behavior of sand*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 101(6), pp. 513-529.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., et Chan, H. C. (1990). *Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour*, International Journal for Numerical and Analytical methods in Geomechanics, 14, pp. 151-190.
- Paute, J. L., Hornych, P., et Benaben, J. B. (1994). *Comportement mécanique des graves non traitées*, Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 190, pp. 27-38.
- Paute, J. L., Marignier, J., et Vidal, B. (1994). *Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées*, Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, 190, pp. 19-26.
- Pereira, D. S. L. A. (1997). *Développement d'une nouvelle méthode de détermination des profils de teneur en eau dans les sols par inversion d'un signal TDR*, thèse de doctorat, J. Fourier, Grenoble.
- Perzyna, P. (1966). *Fundamental problems in viscoplasticity*, Advances in applied mechanics, 9,

pp. 243-384.

PIARC. *Technical Dictionary of Roads Terms* (1990), 6th edition.

Piccuezzu, E. (1991). *Lois de comportement en géomécanique : modélisation, mise en oeuvre, identification*, Thèse de doctorat, Ecole Centrale, Paris.

Pietruszczak, S., et Krucinski, S. (1989). *Considerations on soil response to the rotation of principal stress rotation*, Computers and Geotechnics, 8(2), pp. 89-110.

Pigois, M. (1993). *Dimensionnement des superstructures routières*, cours LAVOC-EPFL.

Rahma, A. (1998). *Modélisation du comportement du milieu granulaire en fonction de l'écrasement des grains*, Canadian Geotechnical Journal, 35(3), pp. 517-523.

Ray, S. K., Sarkar, M., et Singh, T. N. (1999). *Effect of cyclic loading and strain rate on the mechanical behaviour of sandstone*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 36, pp. 543-549.

Rivera, R. (1988). *Détermination des propriétés mécaniques des sables et des argiles en régime dynamique et cyclique aux faibles déformations*, rhéologie des sols, Ecole centrale, Paris.

Roscoe, K. H., et Burland, J. B. (1968). "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay." Engineering plasticity, J. Hayman and F.A. Leckie, eds., Cambridge University Press.

Roscoe, K. H., Schofield, A., et Wroth, C. P. (1958). *On the yielding of soils*, Geotechnique, 8, pp. 22-53.

Rothenburg, L., et Bathurst, R. J. (1989). *Analytical study of induced anisotropy in idealized granular materials*, Geotechnique, 39(4), pp. 601-614.

Samtani, N. C. (1991). *Constitutive modelling and finite element analysis of slowly moving landslide using hierarchical viscoplastic material model*, Dissertation, University of Arizona, Tucson.

Schofield, A., et Wroth, P. *Critical State Soil Mechanics* (1968), McGraw-Hill, London.

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., et Tokimatsu, K. (1986). *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*, Journal of Geotechnical Engineering, 112(11), pp. 1016-1032.

Selig, E. T., et Roner, C. J. (1986). *Effects of particle characteristics on behaviour of granular material*, Transportation Research Record, 1131, pp. 1-6.

Shahrour, I., et Meimon, Y. (1995). *Calculation of marine foundations subjected to repeated loads by means of the homogenization method*, Computers and geotechnics, 17, pp. 93-106.

Shenton, H. J. (1974). *Deformation of railway ballast under repeated loading*, British Railways Research Department

Silver, M. L., et Seed, H. B. (1971). *Deformation characteristics of sand under cyclic loading*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 97(8), pp. 1081-1098.

Simo, J. C., et Hughes, T. J. R. *Computational Inelasticity* (1998), Springer.

SoilMoisture. (1990). *TRASE system operating instructions*, SoilMoisture Equipment Corp., USA.

Studer, J. A., et Koller, M. G. *Bodendynamik* (1997), Springer.

Suiker, A. S. J. (1997). *Fatigue Behaviour of Granular Materials. Part I : Constitutive modelling and description of experiments*, Faculty of Civil Engineering, TU Delft, Delft

Suiker, A. S. J., et deBorst, R. (1997). *Low cycle fatigue of granular material*, COMPLAS, Barcelona, D.R.J. Owen and E. Onate, eds.

- Sweere, G. T. H. (1990). *Unbound granular bases for roads*, thèse de doctorat, University of Technology, Delft.
- Symes, M. J., Gens, A., et Hight, D. W. (1988). *Drained principal stress rotation in saturated sand*, *Géotechnique*, 38(1), pp. 59-81.
- Thalmann, C. (1996). *Beurteilung und Möglichkeiten der Wiederverwertung von Ausbruchmaterial aus dem maschinellen Tunnelvortrieb zu Betonzuschlagstoffen*, *Matériaux pour la géologie de la Suisse, Série géotechnique*
- Thom, N. H., et Dawson, A. R. (1993). *The permanent deformation of a granular material modelled using hollow cylinder testing*, *Flexible Pavements*, Lisbonne, A. Gomes Correia, ed., pp. 65-77.
- Timoshenko, S. P., et Goodier, J. N. *Theory of elasticity* (1988), McGraw-Hill.
- Turtschy, J.-C., et Perret, J. (2000). *Development of a new pavement design method*, LAVOC-EPFL, rapport interne.
- Vesic, A. S., et Clough, G. W. (1968). *Behaviour of granular materials under high stresses*, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1968(94), pp. 3.
- Vilela, T. F. (1979). *Mesures des propriétés rhéologiques du sol en régime non permanent ou cyclique*, thèse de doctorat, Ecole Centrale, Paris.
- VSS_SN_640-302b. (2000). *Routes et voies ferrées*.
- VSS_SN_640-317. (1997). *Terrain naturel et infrastructure*.
- VSS_SN_640-340. (1971). *Evacuation des eaux :définitions*.
- VSS_SN_670-120. (1997). *Graves pour couches de fondation. Exigences de qualité*.
- VSS_SN_670-130. (1998). *Sables, graviers, gravillons et pierres concassées pour revêtements*.
- VSS_SN_670-140. (1997). *Gel*.
- VSS_SN_670-210. (1997). *Graves pour couches de fondation*.
- VSS_SN_670-320b. (1994). *Essai CBR en laboratoire*.
- VSS_SN_670-330b. (1989). *Essais: compactage selon AASHTO*.
- Vulliet, L. (2000). "Géomécanique." cours DGC EPFL.
- Vulliet, L., Samtani, N. C., et Desai, C. S. (1991). *Material parameters for an elasto-viscoplastic law*, 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Associazione geotecnica italiana, ed., pp. 281-284.
- Wong, R. K. S., et Arthur, J. R. F. (1985). *Induced and inherent anisotropy in sand*, *Geotechnique*, 35(4), pp. 471-481.
- Wong, R. K. S., et Arthur, J. R. F. (1986). *Sand sheared by stresses with cyclic variations in direction*, *Geotechnique*, 36(2), pp. 215-226.
- Zace. (1998). *Z-Soil 4.25, Manuel de l'utilisateur*, Zace Ing. Ltd, CH.
- Zienkiewicz, O. C., et Corneau, I. C. (1974). *Visco-plasticity, plasticity and creep in elastic solids, a unified numerical approach*, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 8, pp. 821-845.

ANNEXE 1 : ESSAIS HALLE FOSSE

1.1 Chronologie des essais réalisés à la Halle Fosse

Date	Temperature	Tyre	Load	Pressure	Test	Number of passes
08.10.97	20°C				FWD	0
01.11.98	20°C				Levelling	0
03.02.98	20°C	all	all	all		10210
10.02.98	10°C	1	13.0	9.0	1	
10.02.98	10°C	1	11.5	9.0	1	
10.02.98	10°C	1	10.0	9.0	1	
11.02.98	10°C	1	10.0	8.0	1	
11.02.98	10°C	1	8.0	8.0	1	
11.02.98	10°C	1	11.5	8.0	1	
11.02.98	10°C	1	13.0	8.0	1	
11.02.98	10°C	2	8.0	6.5	1	
11.02.98	10°C	2	10.0	6.5	1	
11.02.98	10°C	2	11.5	6.5	1	
11.02.98	10°C	2	11.5	7.5	1	
11.02.98	10°C	2	13.0	7.5	1	
11.02.98	10°C	2	13.0	8.5	1	19748
12.02.98	10°C				FWD	
12.02.98	10°C	2	11.5	8.5	1	
18.02.98	0°C	2	8.0	6.5	1	
18.02.98	0°C	2	10.0	6.5	1	
18.02.98	0°C	2	11.5	6.5	1	
18.02.98	0°C	2	11.5	7.5	1	
18.02.98	0°C	2	13.0	7.5	1	
18.02.98	0°C	2	11.5	8.5	1	
18.02.98	0°C	2	13.0	8.5	1	
18.02.98	0°C	1	8.0	8.0	1	
18.02.98	0°C	1	10.0	8.0	1	
18.02.98	0°C	1	11.5	8.0	1	
18.02.98	0°C	1	13.0	8.0	1	
18.02.98	0°C	1	10.0	9.0	1	
18.02.98	0°C	1	11.5	9.0	1	
18.02.98	0°C	1	13.0	9.0	1	25496
19.02.98	0°C				FWD	
27.02.98	-10°C				FWD	
09.03.98	-10°C	1	8.0	8.0	1	
09.03.98	-10°C	1	10.0	8.0	1	
09.03.98	-10°C	1	11.5	8.0	1	
09.03.98	-10°C	1	13.0	8.0	1	
09.03.98	-10°C	1	10.0	9.0	1	
09.03.98	-10°C	1	11.5	9.0	1	
09.03.98	-10°C	1	13.0	9.0	1	30642
10.03.98	-10°C	2	8.0	6.5	1	
10.03.98	-10°C	2	10.0	6.5	1	
10.03.98	-10°C	2	11.5	6.5	1	
10.03.98	-10°C	2	11.5	7.5	1	
10.03.98	-10°C	2	13.0	7.5	1	
10.03.98	-10°C	2	11.5	8.5	1	

30.03.98					Levelling	35946
30.03.98	20°C	2	11.5	8.5	1	
30.03.98	20°C	2	13.0	7.5	1	
30.03.98	20°C	2	11.5	7.5	1	
30.03.98	20°C	2	11.5	6.5	1	
30.03.98	20°C	2	10.0	6.5	1	
30.03.98	20°C	2	8.0	6.5	1	
30.03.98	20°C	1	13.0	9.0	1	
30.03.98	20°C	1	11.5	9.0	1	
07.04.98	20°C	1	10.0	9.0	1	
07.04.98	20°C	1	13.0	8.0	1	
07.04.98	20°C	1	11.5	8.0	1	
07.04.98	20°C	1	10.0	8.0	1	
07.04.98	20°C	1	8.0	8.0	1	42102
07.04.98					Levelling	42102
15.04.98	10°C	1	13.0	9.0	2	42500
15.04.98	10°C	1	11.5	9.0	2	
15.04.98	10°C	1	10.0	9.0	2	
16.04.98	10°C	1	13.0	8.0	2	
16.04.98	10°C	1	11.5	8.0	2	
16.04.98	10°C	1	10.0	8.0	2	
17.04.98	10°C	1	8.0	8.0	2	45024
21.04.98	10°C	2	13.0	8.5	2	45024
21.04.98	10°C	2	11.5	8.5	2	
21.04.98	10°C	2	13.0	7.5	2	
23.04.98	10°C	2	8.0	6.5	2	
23.04.98	10°C	2	10.0	6.5	2	
23.04.98	10°C	2	11.5	6.5	2	
23.04.98					Levelling	48270
23.04.98	10°C	2	11.5	7.5	2	48682
27.04.98	0°C	2	13.0	8.5	2	48882
27.04.98	0°C	2	11.5	8.5	2	
28.04.98	0°C	2	13	7.5	2	
28.04.98	0°C	2	11.5	7.5	2	
28.04.98	0°C	2	11.5	6.5	2	
28.04.98	0°C	2	10.0	6.5	2	
28.04.98	0°C	2	8.0	6.5	2	51770
29.04.98	0°C	1	13.0	9.0	2	51770
29.04.98	0°C	1	11.5	9.0	2	
29.04.98	0°C	1	10.0	9.0	2	
30.04.98	0°C	1	13.0	8.0	2	
30.04.98	0°C	1	11.5	8.0	2	
30.04.98	0°C	1	10.0	8.0	2	

30.04.98					Levelling	53726
30.04.98	0°C	1	8.0	8.0	2	54098
05.05.98	30°C	1	13.0	9.0	1	54258
05.05.98	30°C	1	11.5	9.0	1	
05.05.98	30°C	1	10.0	9.0	1	
05.05.98	30°C	1	10.0	8.0	1	
05.05.98	30°C	1	11.5	8.0	1	
06.05.98	30°C	1	13.0	8.0	1	
06.05.98	30°C	1	8.0	8.0	1	56556
06.05.98	30°C	2	13.0	8.5	1	56638
06.05.98	30°C	2	11.5	8.5	1	
07.05.98	30°C	2	11.5	8.5	1	
07.05.98	30°C	2	13.0	7.5	1	
08.05.98	30°C	2	11.5	7.5	1	
08.05.98	30°C	2	11.5	6.5	1	
08.05.98	30°C	2	10.0	6.5	1	
08.05.98	30°C	2	8.0	6.5	1	59402
08.05.98					Levelling	59402
08.05.98	30°C				FWD	

ANNEXE 2 : LUMPED CAPACITANCE METHOD

La Lumped Capacitance Method (LCM) est valable dans les problèmes où les gradients de température sont faibles. La limite de validité se fait sur la base du nombre de Biot Bi (équation 2.1). Si ce nombre est beaucoup plus petit que 1, Cela signifie que la résistance à la diffusion est faible vis à vis de la convection.

$$Bi = \frac{hr_0}{3k} \quad (\text{Eq 2.1})$$

Dans le cas d'une sphère de 0.1 [m] de rayon dans de l'air, ce nombre vaut 0.17 et la LCM est valable. Ensuite, on définit

$$\hat{\theta} = \frac{T - T_\infty}{T_i - T_\infty} \quad (\text{Eq 2.2})$$

où T_i est la température initiale $T(r,0)$ et

$$\hat{r} = \frac{r}{R} \quad (\text{Eq 2.3})$$

$$F_0 = \frac{\alpha t}{L_c^2} \quad (\text{Eq 2.4})$$

α est la diffusivité thermique et L_c une grandeur caractéristique de la structure, dans notre cas le rayon de la sphère. Une approximation du champ de température est alors donné par :

$$\hat{\theta} = \sum_{n=1}^{\infty} C_n \exp(-\zeta_n^2 F_0) \frac{1}{\zeta_n \hat{r}} \sin(\zeta_n \hat{r}) \quad (\text{Eq 2.5})$$

avec ζ_n les racines de l'équation

$$1 - \zeta_n \cot \zeta_n = Bi \quad (\text{Eq 2.6})$$

$$C_n = \frac{4(\sin(\zeta_n) - \zeta_n \cos(\zeta_n))}{2\zeta_n - \sin(2\zeta_n)} \quad (\text{Eq 2.7})$$

Une approximation au premier ordre ($n=1$) est valable si $F_0 > 0.2$, donc pour $t > 2000$ secondes.

ANNEXE 3 : ELASTICITÉ AXISYMÉTRIQUE

Dans cette annexe, on présente les équations de l'élasticité utilisée pour le dimensionnement de l'oedomètre cyclique à paroi souple.

on rappelle l'expression générale des équations d'équilibre :

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho f_i = 0 \quad (\text{EQ 3.1})$$

qui s'écrit en coordonnées cylindriques (en supposant les forces volumiques nulles)

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{\theta z}}{\partial z} + 2 \frac{\sigma_{r\theta}}{r} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta z}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rz}}{r} &= 0 \end{aligned} \quad (\text{EQ 3.2})$$

avec l'hypothèse d'axisymétrie (i.e les dérivées par rapport à θ et les contraintes tangentielles sont nulles), on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{\theta z}}{\partial z} + 2 \frac{\sigma_{r\theta}}{r} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rz}}{r} &= 0 \end{aligned} \quad (\text{EQ 3.3})$$

on introduit aussi la loi constitutive en l'occurrence celle de Hooke :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (\text{EQ 3.4})$$

et on pose encore l'équation des petits déplacements :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{EQ 3.5})$$

avec $\mathbf{u} = (u, v, w)$ comme représenté à la Figure 3.1.

En exprimant le gradient des déplacements en coordonnées cylindriques et avec l'hypothèse de

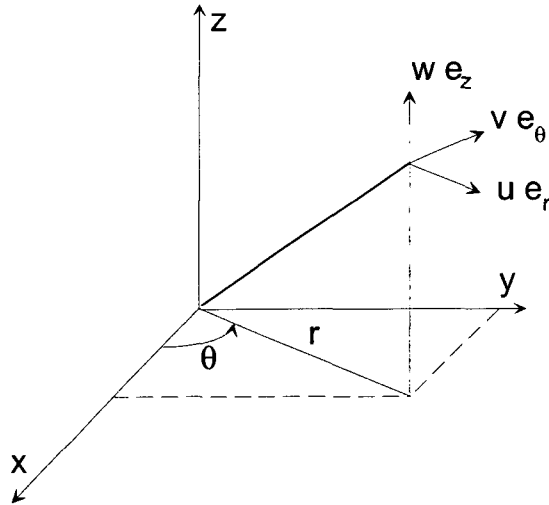


Fig. 3.1: Définition des déplacements en coordonnées cylindriques.

l'axisymétrie (dérivées par rapport à θ nulles) on obtient :

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_j} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} & \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} & \frac{v}{r} & \frac{\partial u}{\partial z} \\ \frac{\partial v}{\partial r} & \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} & \frac{u}{r} & \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{\partial w}{\partial r} & \frac{\partial w}{\partial \theta} & \frac{\partial w}{\partial z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} & -\frac{v}{r} & \frac{\partial u}{\partial z} \\ \frac{\partial v}{\partial r} & \frac{u}{r} & \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{\partial w}{\partial r} & 0 & \frac{\partial w}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (\text{EQ 3.6})$$

et l'expression des déformations devient :

$$\varepsilon = \frac{1}{2}(\text{grad}(\mathbf{u}) + \text{grad}^T(\mathbf{u})) = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} & \frac{1}{2}\left(-\frac{v}{r} + \frac{\partial v}{\partial r}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z}\right) \\ \frac{1}{2}\left(-\frac{v}{r} + \frac{\partial v}{\partial r}\right) & \frac{u}{r} & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial z}\right) \\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z}\right) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial z}\right) & \frac{\partial w}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (\text{EQ 3.7})$$

En introduisant équation 3.7 dans équation 3.4, on obtient :

$$\sigma = \begin{bmatrix} (\lambda + 2\mu) \frac{\partial u}{\partial r} + \lambda \left(\frac{u}{r} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) & \mu \left(\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} \right) & \mu \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \\ \mu \left(\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} \right) & (\lambda + 2\mu) \frac{u}{r} + \lambda \left(\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) & \mu \frac{\partial v}{\partial z} \\ \mu \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) & \mu \frac{\partial v}{\partial z} & (\lambda + 2\mu) \frac{\partial w}{\partial z} + \lambda \left(\frac{u}{r} + \frac{\partial u}{\partial r} \right) \end{bmatrix} \quad (\text{EQ 3.8})$$

on peut réécrire les équations d'équilibre avec les composantes du tenseur des contraintes données par l'équation 3.8 :

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial r} \left[(\lambda + 2\mu) \frac{\partial u}{\partial r} + \lambda \left(\frac{u}{r} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial r} \left[\mu \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right] + 2\mu \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u}{r} \right) &= 0 \\ \left(\frac{\partial}{\partial r} \left[\mu \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[(\lambda + 2\mu) \frac{\partial w}{\partial z} + \lambda \left(\frac{u}{r} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right] + \frac{1}{r} \mu \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right) &= 0 \end{aligned} \quad (\text{EQ 3.9})$$

En faisant l'hypothèse que le déplacement radial est indépendant de z (constant sur la hauteur) et que le déplacement axial est indépendant de r (constant sur un rayon), ce qui s'exprime par :

$$\begin{aligned} u &= u(r) \\ w &= w(z) \end{aligned} \quad (\text{EQ 3.10})$$

alors l'équation 3.9 se réduit à :

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{u}{r} \right] &= 0 \\ \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} &= 0 \end{aligned} \quad (\text{EQ 3.11})$$

l'intégration de ces 2 équations introduit des constantes dont la détermination dépend des conditions aux limites.

$$u(r) = C_1 r + \frac{C_2}{r} \quad (\text{EQ 3.12})$$

$$w(z) = D_1 z + D_2$$

1. Cas du cylindre plein

Si l'on considère un cylindre plein, du style échantillon triaxial, sur lequel on impose un déplace-

ment \bar{u} et \bar{w} respectivement sur les «généatrices» et sur la face supérieure, équation 3.12 devient :

$$C_2 = 0; \text{ et } C_1 = \frac{\bar{u}}{R}$$

$$D_1 = \frac{\bar{w}}{H}; \text{ et } D_2 = 0$$

et ainsi :

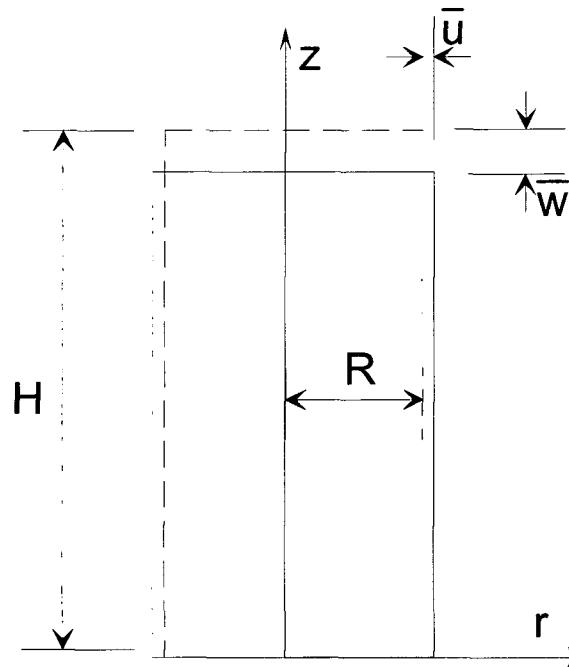


Fig. 3.2: Définitions des grandeurs géométriques d'un cylindre plein.

$$u(r) = \bar{u} \frac{r}{R} \quad (\text{EQ 3.13})$$

$$w(z) = \bar{w} \frac{z}{H}$$

ou R et H sont le rayon et la hauteur de l'échantillon. Avec équation 3.8, l'équation 3.8 devient :

$$\sigma = \begin{bmatrix} (\lambda + 2\mu) \frac{\bar{u}}{R} + \lambda \left(\frac{\bar{u}}{R} + \frac{\bar{w}}{H} \right) & 0 & 0 \\ 0 & (\lambda + 2\mu) \frac{\bar{u}}{R} + \lambda \left(\frac{\bar{u}}{R} + \frac{\bar{w}}{H} \right) & 0 \\ 0 & 0 & (\lambda + 2\mu) \frac{\bar{w}}{H} + 2\lambda \frac{\bar{u}}{R} \end{bmatrix} \quad (\text{EQ 3.14})$$

On vérifie bien que nous nous trouvons dans les axes principaux.

En utilisant le module d'élasticité isotrope et le coefficient de Poisson plutôt que les coefficients

de Lamé équation 3.14 se réécrit

$$\sigma = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu \\ \nu & 1-\nu & \nu \\ \nu & \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\bar{u}}{R} \\ \frac{\bar{u}}{R} \\ \frac{\bar{w}}{H} \end{bmatrix} \quad (\text{EQ 3.15})$$

On reconnaît ainsi le tenseur d'élasticité (écrit sous forme matricielle). Le membre de droite est l'expression des déformations normales et on conclut que les déformations radiales et tangentielles sont égales. Cette constatation est importante : en effet le tenseur d'élasticité qui apparaît dans l'équation 3.15 est le même que celui exprimé dans un repère cartésien !! Ainsi, on vérifie la validité l'hypothèse qui consiste à modéliser un échantillon triaxial dans un repère cartésien et à poser $\sigma_{22} = \sigma_{33}$. De cette manière on écrit la même relation que dans le repère axsymétrique.

On écrit encore :

$$\begin{aligned} \frac{\bar{u}}{R} &= \varepsilon_{rr} = \varepsilon_{\theta\theta} \\ \frac{\bar{w}}{H} &= \varepsilon_{zz} \end{aligned} \quad (\text{EQ 3.16})$$

2. Cas du cylindre creux

Considérons maintenant un cylindre vide. Nous partirons cette fois-ci plutôt de l'inverse de équation 3.15. :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{EQ 3.17})$$

Lorsque le cylindre n'est pas chargé axialement, ce qui est le cas de l'oedomètre, l'hypothèse des contraintes planes est valable et l'équation 3.17 peut s'écrire, en composantes principales et en coordonnées cylindriques :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{rr} &= \frac{1}{E} (\sigma_{rr} - \nu \sigma_{\theta\theta}) \\ \varepsilon_{\theta\theta} &= \frac{1}{E} (\sigma_{\theta\theta} - \nu \sigma_{rr}) \\ \varepsilon_{zz} &= \frac{-\nu}{E} (\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}) \end{aligned} \quad (\text{EQ 3.18})$$

à l'aide de équation 3.12 a) (les déformations selon z ne nous intéressent pas) on peut réécrire équation 3.18 comme ci-dessous :

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} &= \frac{E}{1-\nu^2} \left(C_1 (1+\nu) - C_2 \frac{1}{r^2} (1-\nu) \right) \\ \sigma_{\theta\theta} &= \frac{E}{1-\nu^2} \left(C_1 (1+\nu) + C_2 \frac{1}{r^2} (1-\nu) \right) \end{aligned} \quad (\text{EQ 3.19})$$

Examinons la valeur que prennent les constantes d'intégration pour 2 cas précis.

1. oedomètre avec mesures des déformations tangentielles

Dans ce cas, les conditions de bord s'écrivent :

$$\begin{aligned}\sigma_{rr}(r_{ext}) &= 0 \\ \varepsilon_{\theta\theta}(r_{ext}) &= \bar{\varepsilon}_{\theta\theta}\end{aligned}\tag{EQ 3.20}$$

et les constantes d'intégration s'écrivent

$$\begin{aligned}C_1 &= \frac{(1-\nu)-}{2}\bar{\varepsilon}_{\theta\theta} \\ C_2 &= \frac{(1+\nu)-}{2}\bar{\varepsilon}_{\theta\theta}r_{ext}^2\end{aligned}\tag{EQ 3.21}$$

On notera que si l'on exprime l'équation 3.19 à l'intérieur du cylindre et que l'on fasse l'hypothèse d'un paroi mince ($t \ll r_{int}$), on va trouver :

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta\theta,int} &= \frac{E\bar{\varepsilon}_{\theta\theta}}{2}\left(1+\frac{r_{int}^2}{r_{int}^2}\right) \approx E\bar{\varepsilon}_{\theta\theta} \\ \sigma_{rr,int} &= \frac{E\bar{\varepsilon}_{\theta\theta}}{2}\left(1-\frac{r_{ext}^2}{r_{int}^2}\right) = E\bar{\varepsilon}_{\theta\theta}\left(\frac{r_{int}^2-r_{ext}^2}{2r_{int}^2}\right) = E\bar{\varepsilon}_{\theta\theta}\left(\frac{-(r_{int}+r_{ext})t}{2r_{int}^2}\right) \approx \sigma_{\theta\theta,int}\frac{t}{r}\end{aligned}\tag{EQ 3.22}$$

La deuxième équation 3.22 est souvent dénommée «formule du tube» ou \bar{r} est le rayon moyen du tube, t son épaisseur et $\sigma_{\theta\theta,int}$ est la pression intérieure.

1. Cylindre d'élastomère appuyé à l'intérieur d'un cylindre d'acier et dont on mesure le déplacement radial.

Dans ce cas, les conditions de bord permettant le calcul des constantes d'intégration sont :

$$\begin{aligned}u(r_{int}) &= \bar{u} \\ u(r_{ext}) &= 0\end{aligned}\tag{EQ 3.23}$$

Les constantes d'intégration de équation 3.12 deviennent

$$\begin{aligned}C_1 &= \frac{-\bar{u}r_{int}}{r_{ext}^2 - r_{int}^2} \\ C_2 &= \frac{\bar{u}r_{int}r_{ext}^2}{r_{ext}^2 - r_{int}^2}\end{aligned}\tag{EQ 3.24}$$

et l'expression des contraintes sur les bords du cylindre se déduit en insérant équation 3.24 dans

équation 3.19.

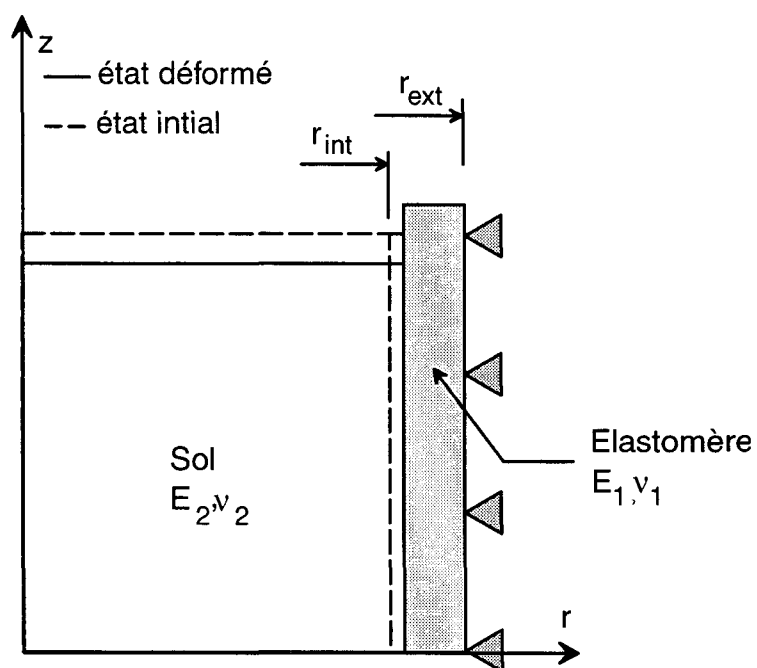


Fig. 3.3: Définitions des grandeurs géométriques d'un cylindre plein à l'intérieur d'un cylindre d'élastomère.

L'état de contraintes dans l'échantillon sensé se trouver à l'intérieur de ce cylindre est alors donné par équation 3.15.

ANNEXE 4 : MODE OPÉRATOIRE DES ESSAIS TRIAXIAUX SUR SABLE

4.1 Préparation, nettoyage:

- Assécher tous les éléments (tubes, pierres poreuses, top cap) ayant contact avec l'échantillon

4.2 Préparation du système GDS:

- Prendre la main sur chacun des contrôleurs.
- Descendre le piston axial au maximum
- Vérifier le remplissage des contrôleurs de pression interstitielle et de pression cellulaire. Attention à bien remplir le contrôleur de pression interstitielle avec de l'eau désaérée déminéralisée.
- Saturer le tuyau reliant le contrôleur de pression interstitielle à l'embase
- 4 vannes de sorties de la cellule: ouvrir la vanne qui relie la cellule au contrôleur, fermer celle qui relie l'embase de l'échantillon (arrivées d'eau désaérée ou de CO₂), fermer celle qui relie l'échantillon au contrôleur de pression interstitielle et ouvrir celle qui est reliée au top cap de l'échantillon.

4.3 Mise en place des différentes pièces:

- Poser la pierre poreuse sur l'embase sèche.
- Mettre en place la membrane autour de l'embase.
- Appliquer 2 o-rings toriques sur le bas de la membrane; s'assurer qu'ils sont bien horizontaux.
- Appliquer de la graisse silicone sur le côté d'un demi-moule pour que le moule formé par l'assemblage des 2 demi-moules soit étanche.
- Fixer le tuyau de la trompe à vide sur le moule.
- Poser le moule sur les o-rings; attention à ne pas pincer la membrane, et à garder le moule bien vertical.
- Passer la bague de serrage autour du moule, la serrer fort. Rabattre la membrane sur la partie supérieur du moule.
- Poser le filtre inférieur, plaqué sur la pierre poreuse.
- Ouvrir le robinet d'eau de la trompe à vide; la membrane doit se plaquer sur le moule.

4.4 Mise en place du sable, à sec:

- Verser le sable dans le moule par pluviation. La quantité exacte de sable versé est calculée au préalable.
- Un cône de sable doit se former sur le moule, l'araser délicatement.
- Enlever les grains de sable collés sur le moule, la membrane et le support. Attention à ne pas secouer l'échantillon!
- S'assurer qu'aucun grain de sable ne sera coincé plus tard entre la membrane et le top cap, lorsque l'on rabattra la membrane.

4.5 Fermeture du moule:

- Mettre un filtre sur le haut de l'échantillon.
- Poser le top cap sur le haut de l'échantillon.
- Remonter la membrane délicatement sur le top cap.
- Placer 2 o-rings sur la partie top cap - membrane.

4.6 Circulation de CO₂:

Le but est de remplacer l'air interstitiel par le CO₂, plus dense.

- Ouvrir le robinet de la bouteille de CO₂ et régler la pression à 1 bar sur le manomètre grossier.
- Ouvrir le détendeur et régler la pression à 10 mbar.
- Ouvrir le robinet d'entrée du CO₂ dans l'échantillon; la vérification du passage correct du CO₂ dans l'échantillon se fait à l'aide d'une flamme placée à la sortie du tuyau du top-cap.
- Laisser le CO₂ circuler dans l'échantillon au minimum 15 minutes.

4.7 Circulation d'eau désaérée, déminéralisée:

Le but est de saturer l'échantillon en eau.

- Remplacer le tuyau de CO₂ par celui d'arrivée d'eau en provenance du désaérateur. S'assurer qu'aucune bulle d'air n'est piégée dans ce tuyau.
- Effectuer la saturation avec une hauteur de charge de maximum 5 cm.
- Ouvrir le robinet d'eau désaérée
- Après saturation, laisser l'eau circuler dans l'échantillon au minimum 2 minutes et contrôler si plus aucune bulle de CO₂ ne sort du top-cap.
- Mise à zéro du contrôleur de pression interstitielle.

4.8 Ouverture du moule:

- Imposer une dépression dans l'échantillon de -3 kPa
- Couper la trompe à vide.
- Retirer le moule.

4.9 Préparation de l'essai GDS:

- Placer l'échantillon sur l'axe dans la cellule GDS.
- Mesurer la hauteur et le diamètre de l'échantillon en faisant la moyenne de trois mesures (haut, milieu, bas).
- Monter l'échantillon jusqu'à ce que le top cap soit en contact avec le capteur
- Fermer la cellule.
- Remplir la cellule.
- Mise à zéro du contrôleur de pression cellulaire.
- Mise à zéro de la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon

ANNEXE 5 : CALCULS D'ERREURS

5.1 Essais avec rotations de contraintes principales

5.1.1 Estimation de l'erreur de mesure GDS

Afin de chiffrer la validité des mesures, on calcule leur incertitudes, en fonction des caractéristiques des capteurs et de l'appareillage à disposition. Elles sont reprises dans le Tableau 5.1. Il ne

Tableau 5.1 : Estimation des erreurs sur les mesures acquises au GDS

Grandeur	Plage de mesure	Résolution	Précision E [% PM]
H	100 mm	0.5 mm	0.5
D	50 mm	0.5 mm	0.5
V^a	$2 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$	$5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	1
ΔV	100 mm^3 (sur 20 cm^3)	1 mm^3	1
F	1 kN (sur 8 kN)	1 N	0.1
δ_v (moteur)	$50 \text{ } \mu\text{m}$ (sur 300 mm)	$0.4 \text{ } \mu\text{m}$	0.8
ε_v^p	10^{-4}		cherchée
γ_{oct}	$5 \cdot 10^{-3}$		cherchée

a. la précision sur le calcul du volume est déduite de la précision sur la mesure de H et D.

faut pas perdre de vue que ces calculs se font sous l'hypothèse que l'échantillon est parfaitement saturé, hypothèse valable si l'on s'en tient aux mesures de teneurs en eau finales des essais monotones.

5.1.1.1 Déformation volumique

Sachant que :

$$\varepsilon_v^p = \frac{\Delta V}{V} \quad (\text{EQ 5.1})$$

l'expression de l'erreur de mesure sur la déformation volumique se déduit par :

$$\Delta \varepsilon_v^p = \frac{\partial \varepsilon_v^p}{\partial \Delta V} \Delta(\Delta V) + \frac{\partial \varepsilon_v^p}{\partial V} \Delta V = \frac{\Delta V}{V} (E_{\Delta V} + E_v) \quad (\text{EQ 5.2})$$

ou E_x désigne l'erreur relative ou la précision de la mesure de la grandeur x . L'erreur relative s'exprime alors par :

$$\frac{\Delta \varepsilon_v^p}{\varepsilon_v^p} = E_{\varepsilon_v^p} = E_{\Delta V} + E_v \quad (\text{EQ 5.3})$$

ce qui donne une erreur relative sur la mesure de la déformation de 2 %.

5.1.1.2 Déformation déviatoire

Sachant que :

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_v}{H} \quad (\text{EQ 5.4})$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta V}{V} - \frac{\delta_v}{H} \right)$$

on a :

$$\gamma_{\text{oct}} = \frac{\sqrt{8}}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = \frac{\sqrt{8}}{6} \left(3 \frac{\delta_v}{H} - \frac{\Delta V}{V} \right) \quad (\text{EQ 5.5})$$

on peut dériver l'expression de l'erreur sur gamma octaédrique en fonction des erreurs de mesures de ses arguments, par un développement de Taylor et en négligeant les termes de degrés élevés. Celui-ci s'exprime par:

$$\Delta \gamma_{\text{oct}} = \frac{\sqrt{8}}{6} \left(\frac{\partial \gamma}{\partial \delta_v} \Delta \delta_v + \frac{\partial \gamma}{\partial H} \Delta H + \frac{\partial \gamma}{\partial \Delta V} \Delta(\Delta V) + \frac{\partial \gamma}{\partial V} \Delta V \right) = \frac{\sqrt{8}}{6} \left(\frac{3 \delta_v}{H} (E_{\delta_v} + E_H) + \frac{\Delta V}{V} (E_{\Delta V} + E_V) \right) \quad (\text{EQ 5.6})$$

Et ainsi l'erreur relative sur la gamma octaédrique s'exprime par :

$$E_{\gamma_{\text{oct}}} = \frac{\Delta \gamma_{\text{oct}}}{\gamma_{\text{oct}}} = \frac{\varepsilon_1 (E_{\delta_v} + E_H) + \varepsilon_v (E_{\Delta V} + E_V)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_v} \quad (\text{EQ 5.7})$$

On remarque que le terme prépondérant pour la précision de la mesure est le premier et que la précision de la mesure du déplacement axial est celle qui joue le plus grand rôle. En prenant les ordres de grandeurs des mesures et les précisions données au Tableau 5.1, cette expression nous amène à une valeur de l'erreur relative de 2.95 % sur la mesure de gamma octaédrique.

5.1.2 Estimation de l'erreur de mesure GEONOR

Dans le cas du GEONOR, l'échantillon est sec et il n'y a pas d'erreur provenant d'une mauvaise saturation du matériau. L'ordre de grandeur des valeurs mesurées et les erreurs dues aux instruments sont données dans le Tableau 5.2

Tableau 5.2 : Estimation des précisions de mesures pour le GEONOR

Grandeurs	Plage de mesure	Résolution	Précision E [% PM]
H	18 mm	0.2 mm	1.2
D	50 mm	0.2 mm	0.5
δ_v (capteur inductif)	50 μm (sur 20 mm)	1 μm	0.05 (au centre du capteur)
δ_h (capteur inductif)	50 μm (sur 20 mm)	1 μm	0.05 (au centre du capteur)

5.1.2.1 Déformation volumique

Sachant que la déformation volumique plastique est égale à la déformation axiale plastique, la

précision de cette mesure s'exprime par:

$$\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_1 = \frac{\delta_v}{H^2} \Delta H + \frac{1}{H} \Delta \delta_v = \varepsilon_v (E_{\delta_v} + E_H) \quad (\text{EQ 5.8})$$

Le terme prépondérant est à nouveau celui où la précision de la mesure du déplacement axial intervient et le résultat est de 1.25 %.

5.1.2.2 Déformation déviatoire plastique

Dans ce cas on a :

$$\gamma_{\text{oct}} = \sqrt{\frac{2}{9} \varepsilon_1^2 + \frac{8}{3} \varepsilon_{13}^2} \quad (\text{EQ 5.9})$$

et la précision sur cette mesure s'exprime par :

$$\frac{\Delta \gamma_{\text{oct}}}{\gamma_{\text{oct}}} = \frac{1}{\gamma_{\text{oct}}} \left(\frac{\partial \gamma_{\text{oct}}}{\partial \varepsilon_1} \left(\frac{\partial \varepsilon_1}{\partial \delta_v} \Delta \delta_v + \frac{\partial \varepsilon_1}{\partial H} \Delta H \right) + \frac{\partial \gamma_{\text{oct}}}{\partial \varepsilon_{13}} \left(\frac{\partial \varepsilon_{13}}{\partial \delta_H} \Delta \delta_H + \frac{\partial \varepsilon_{13}}{\partial H} \Delta H \right) \right) \quad (\text{EQ 5.10})$$

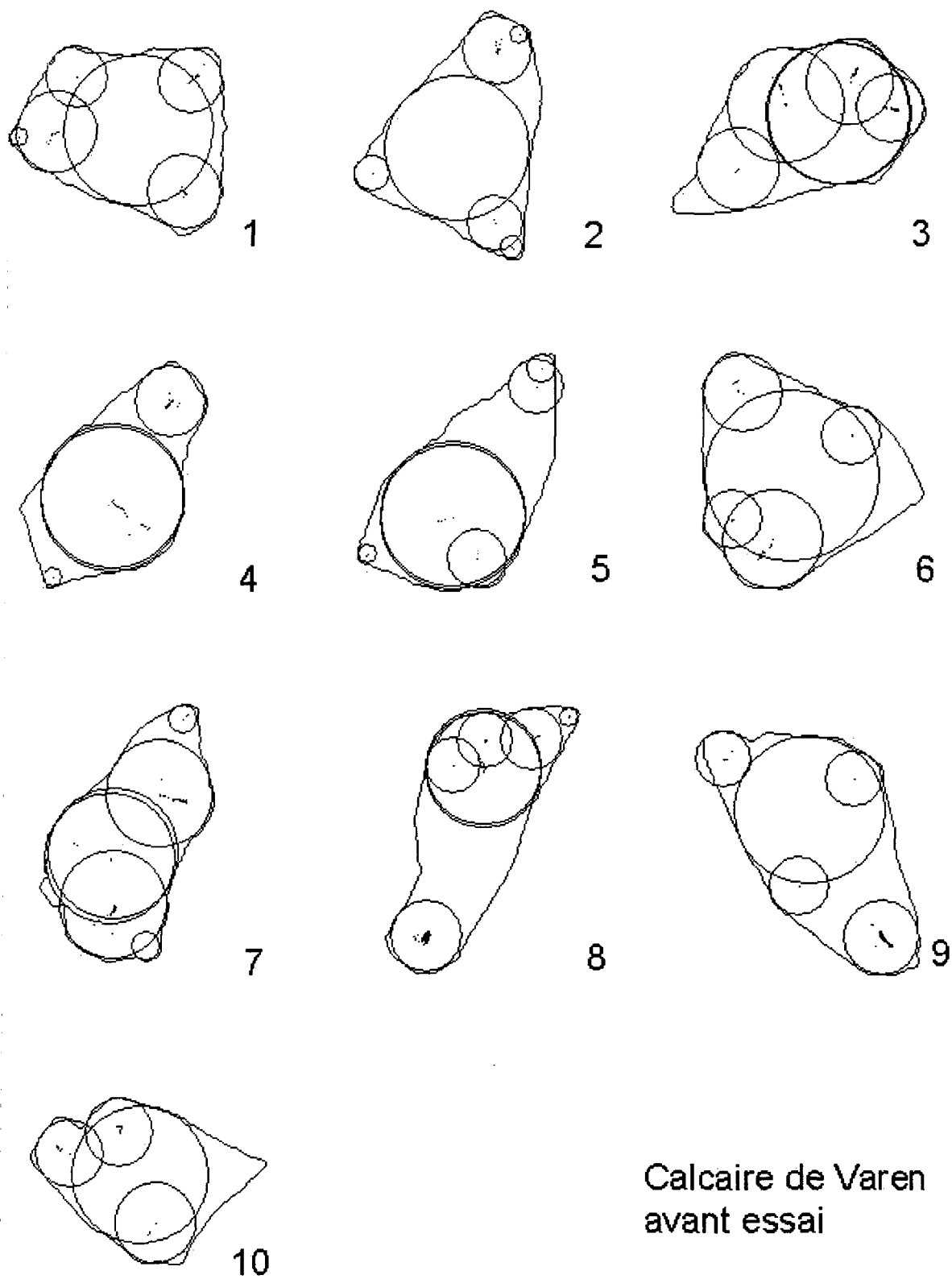
en remplaçant les différentes dérivées, on trouve :

$$E_{\gamma_{\text{oct}}} = \frac{\Delta \gamma_{\text{oct}}}{\gamma_{\text{oct}}} = \frac{\frac{4}{9} \varepsilon_1^2 (E_{\delta_v} + E_H) + \frac{8}{3} \varepsilon_{13}^2 (E_{\delta_H} + E_H)}{\gamma_{\text{oct}}^2} \quad (\text{EQ 5.11})$$

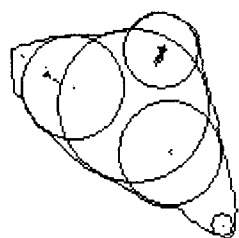
ce qui donne comme résultat, une précision sur le calcul de gamma octahédrique de 4.8 %

ANNEXE 6 : TRANSFORMÉE DE HOUGH

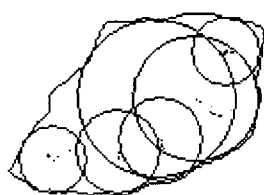
6.1 Calcaire de Varen



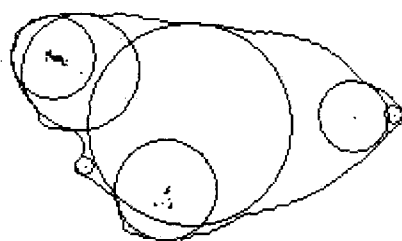
Calcaire de Varen
avant essai



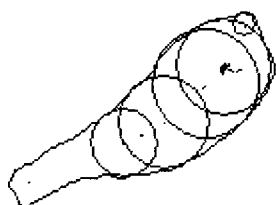
1



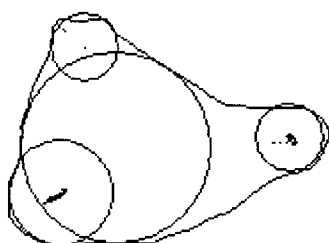
2



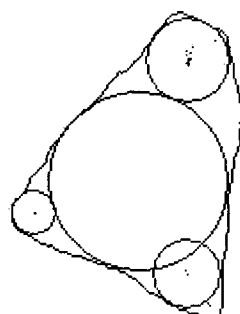
3



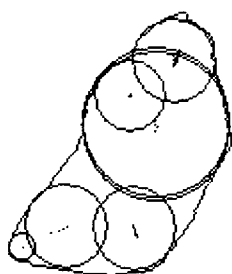
4



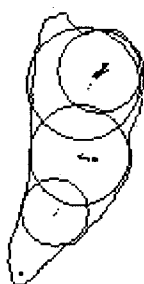
5



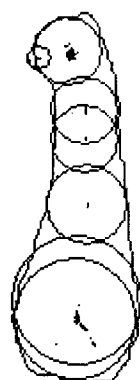
6



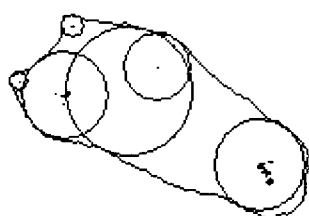
7



8



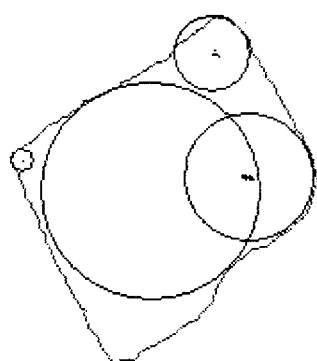
9



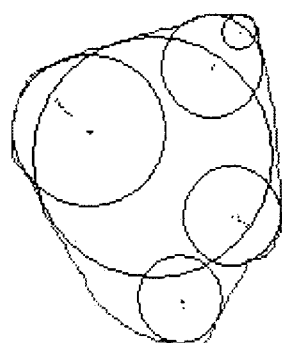
10

Calcaire de Varen
après essai

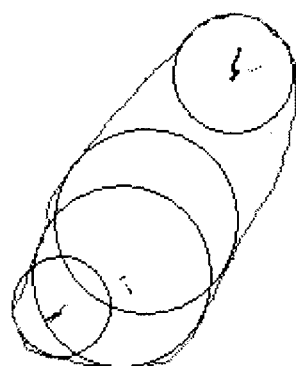
6.2 Grès de Villarlod



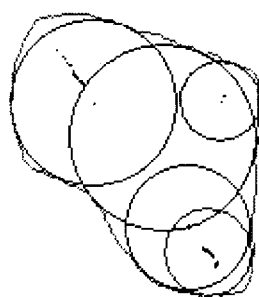
1



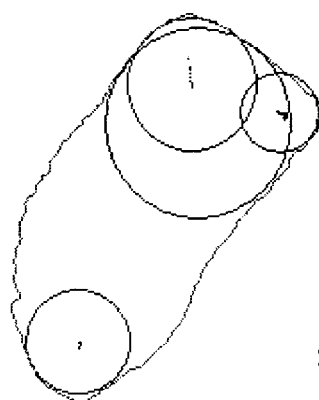
2



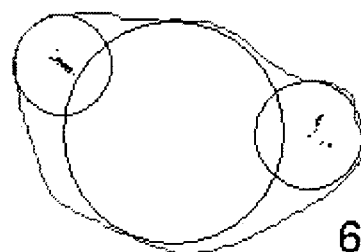
3



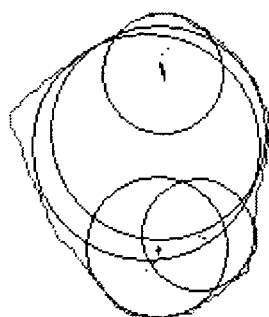
4



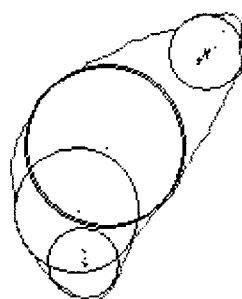
5



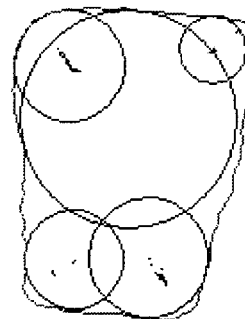
6



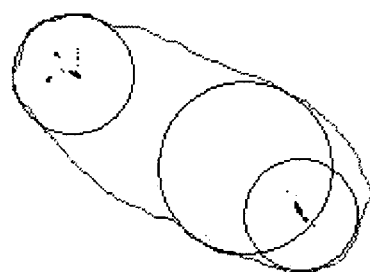
7



8

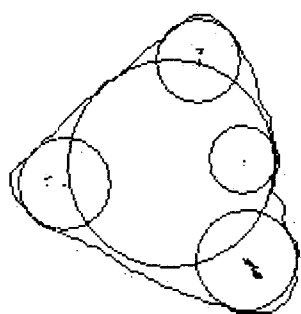


9

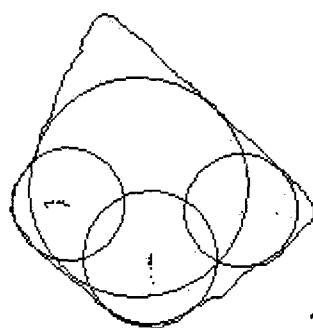


10

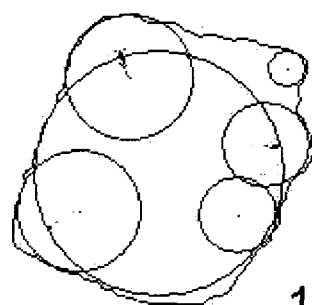
Grès de Villarlod
avant tamisage



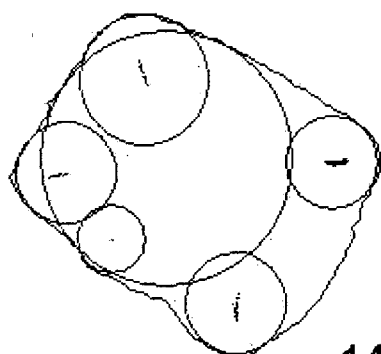
11



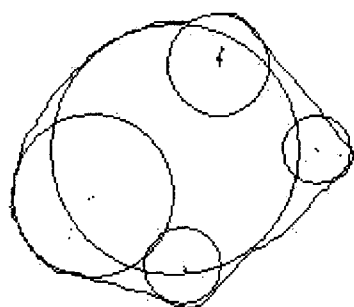
12



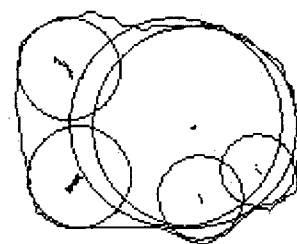
13



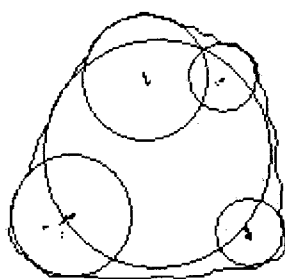
14



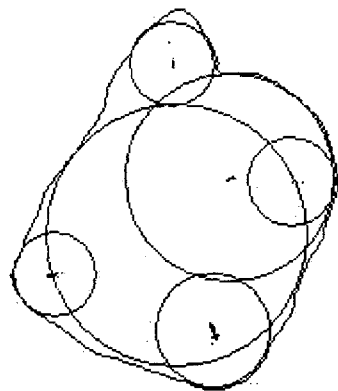
15



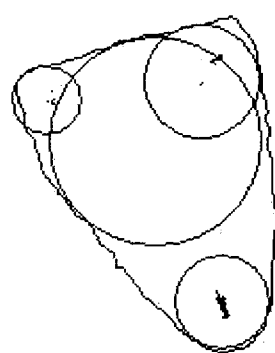
16



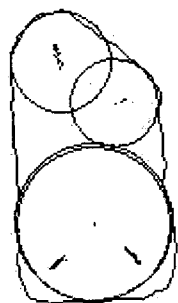
17



18

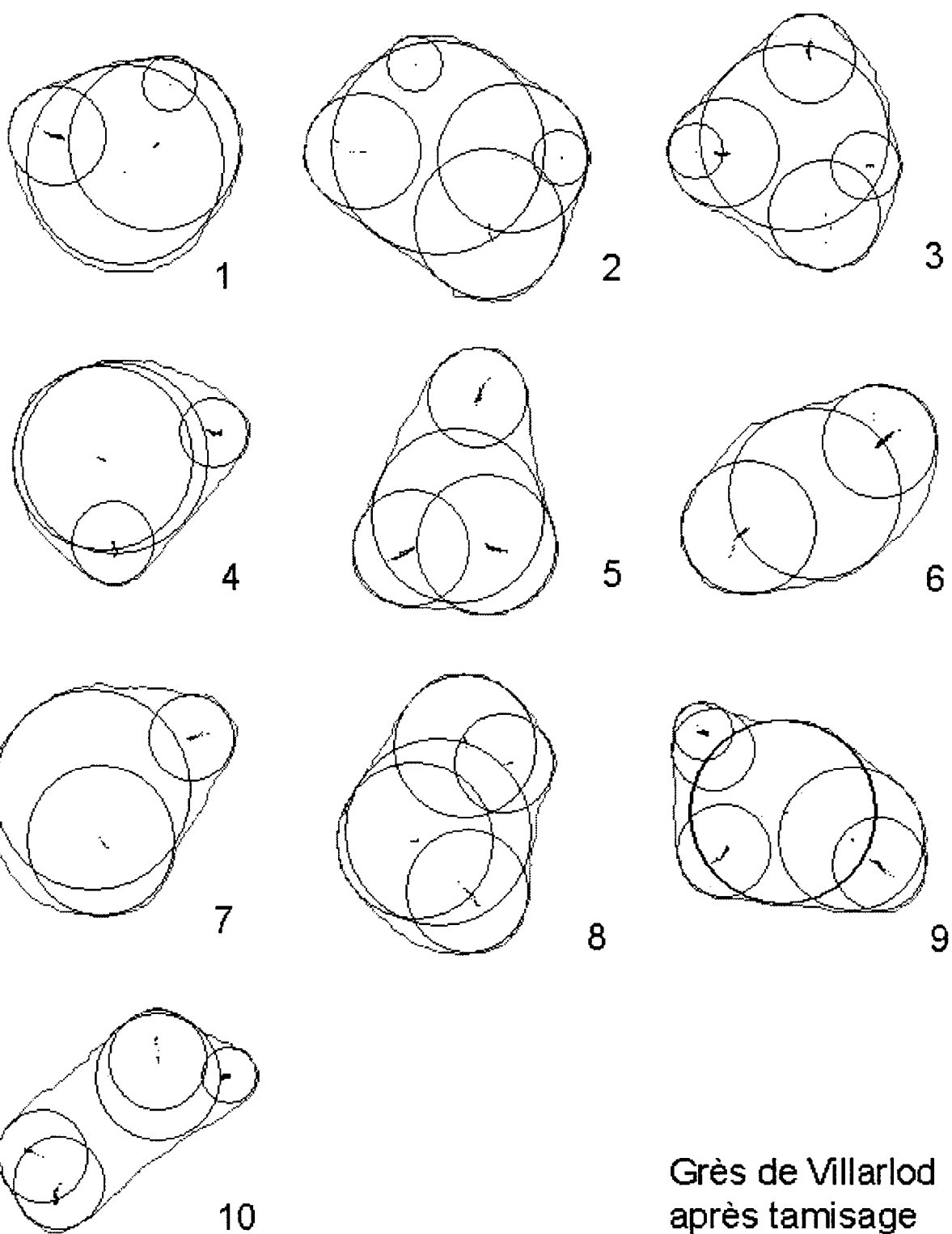


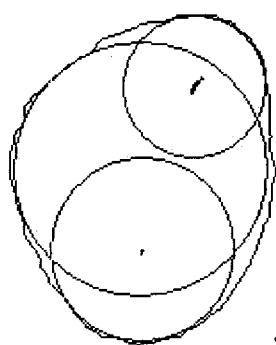
19



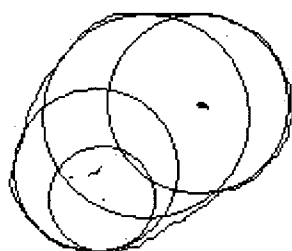
20

Grès de Villarlod
avant tamisage

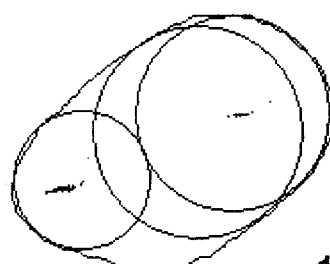




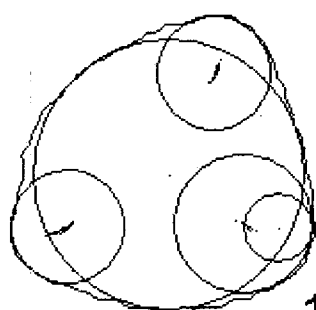
11



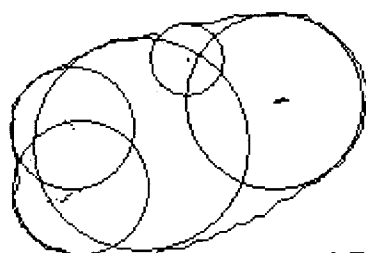
12



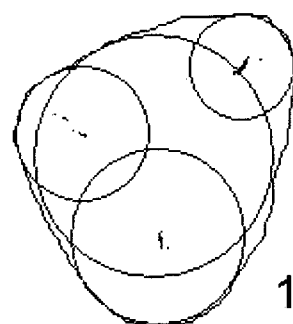
13



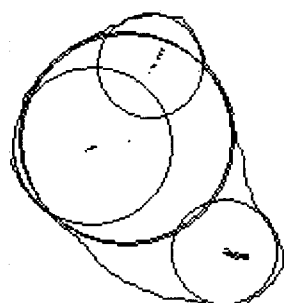
14



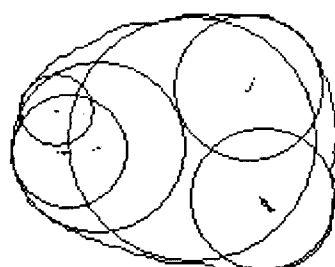
15



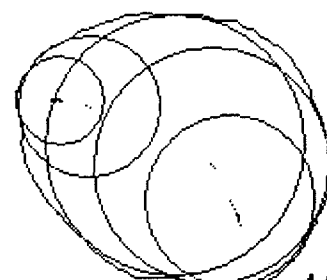
16



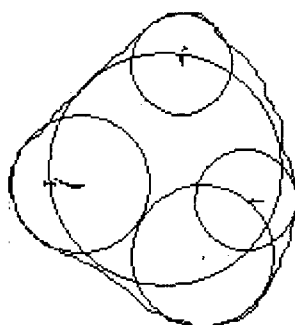
17



18



19



20

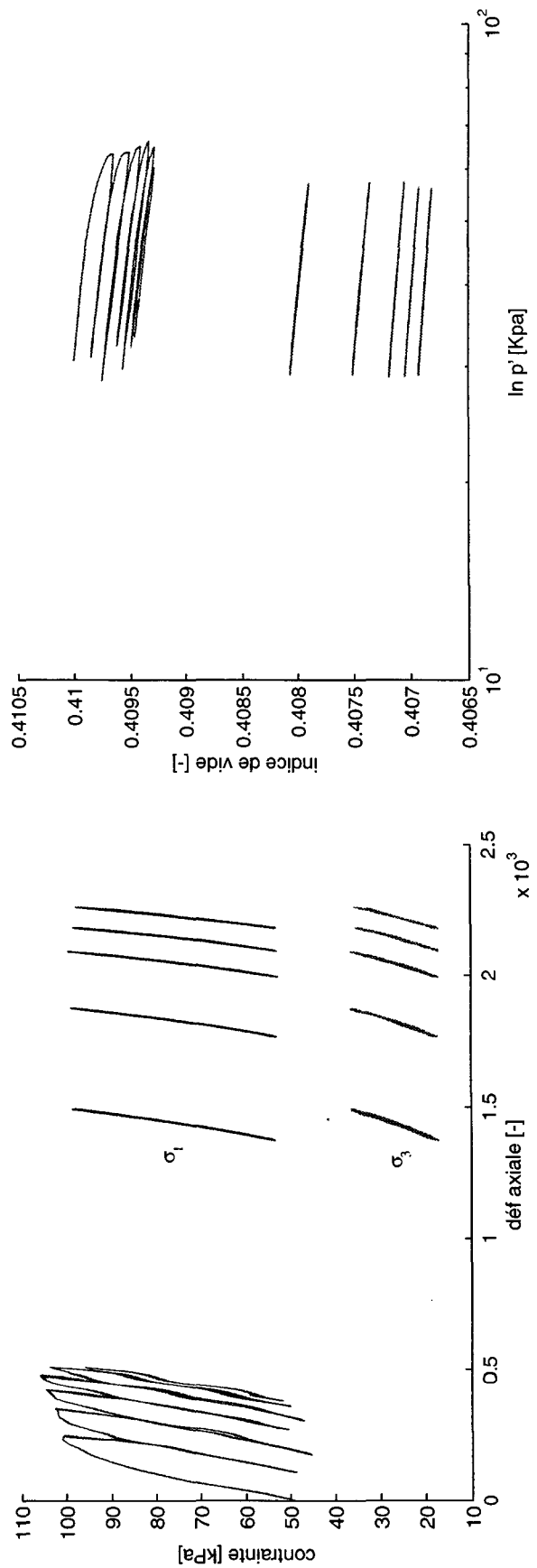
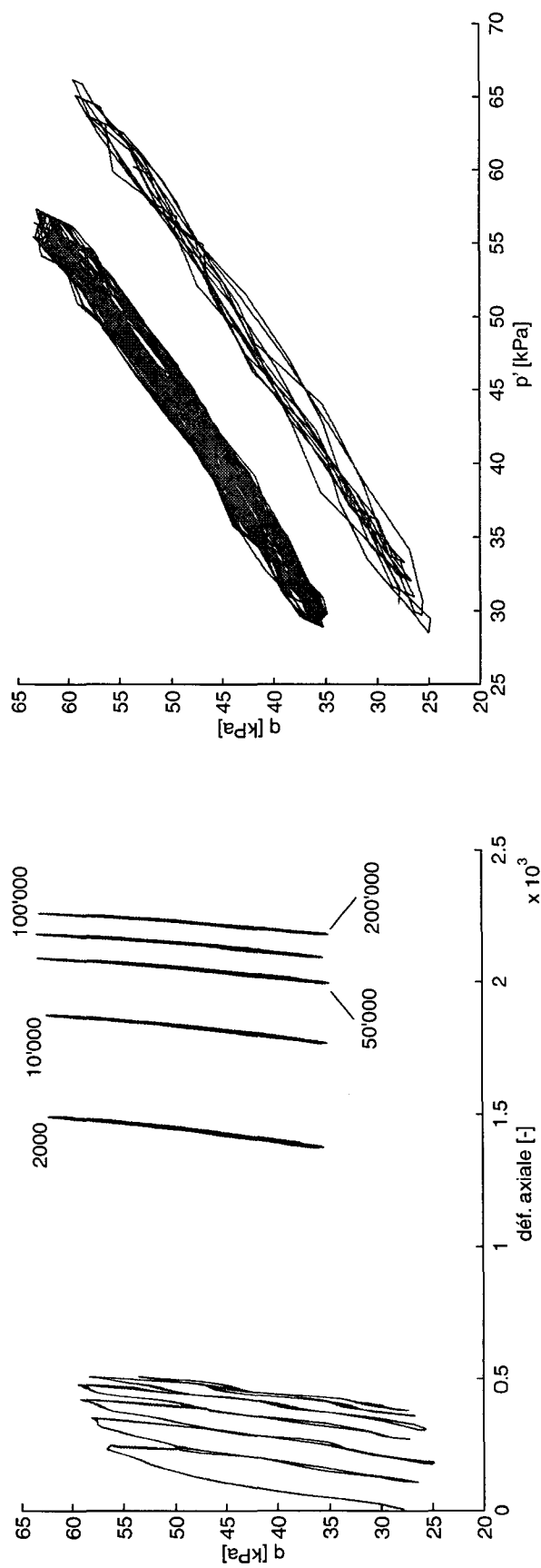
Grès de Villarlod
après tamisage

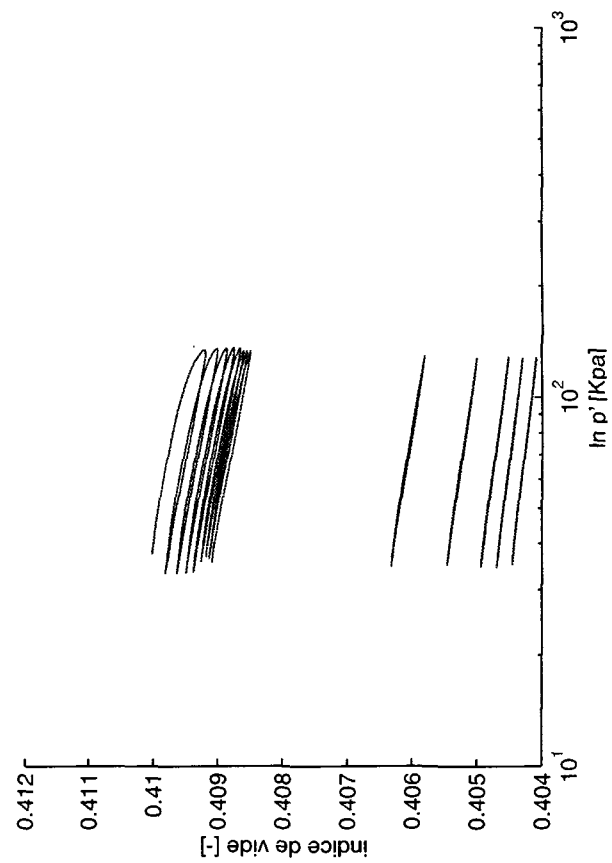
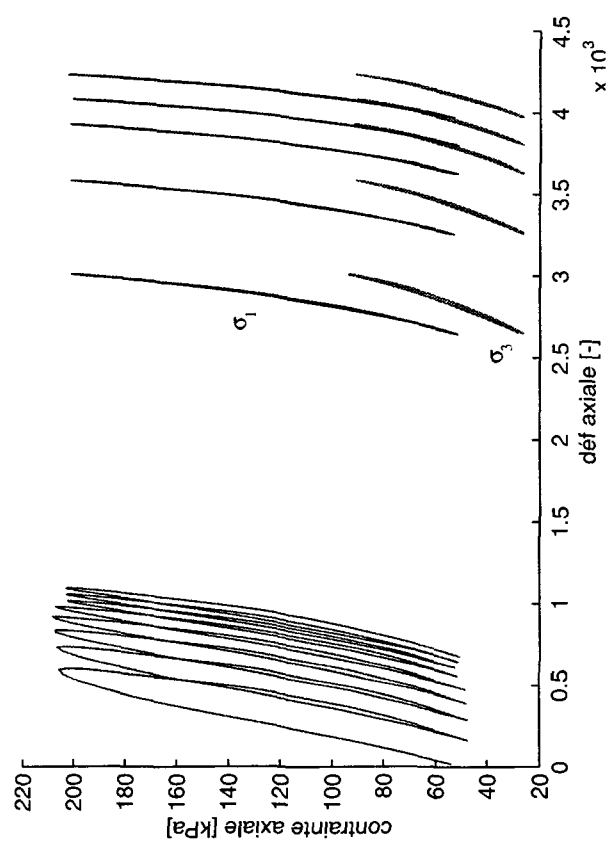
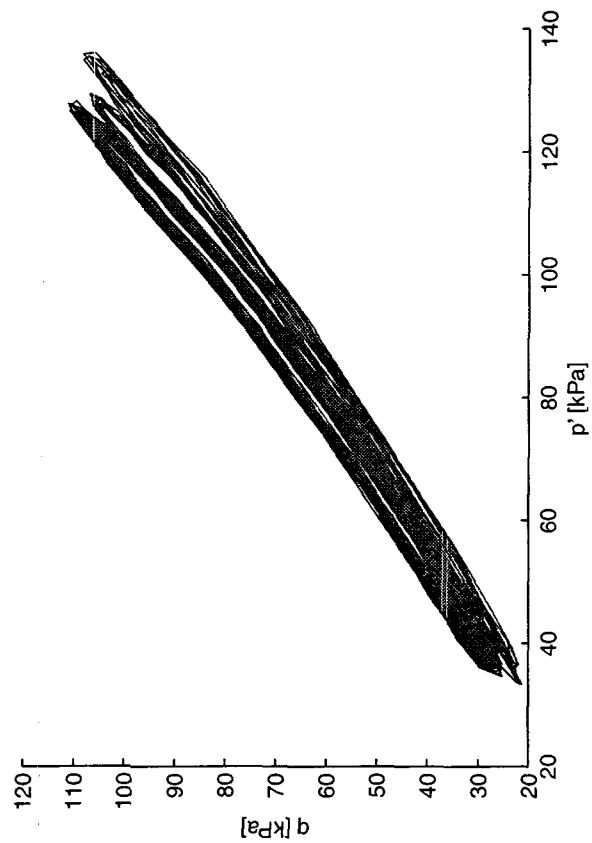
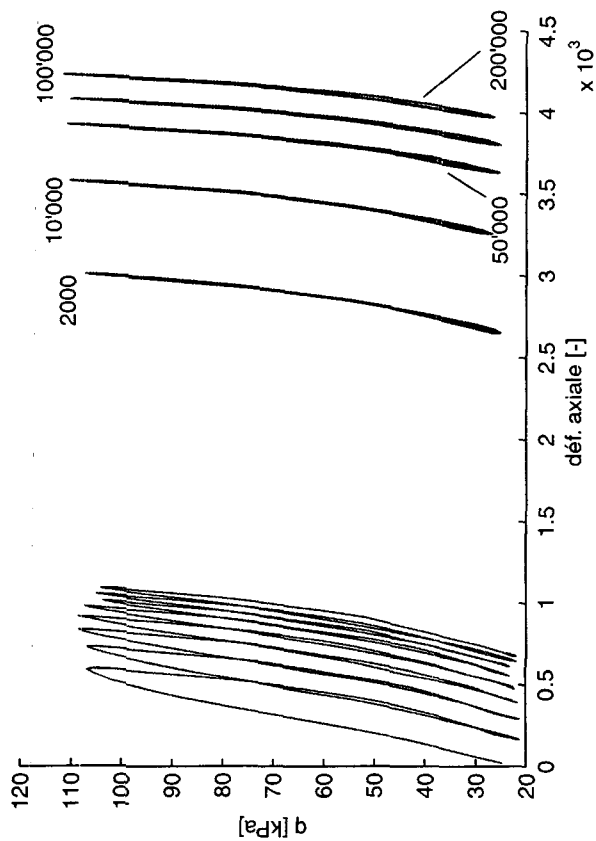
ANNEXE 7 : ESSAIS EN LABORATOIRE

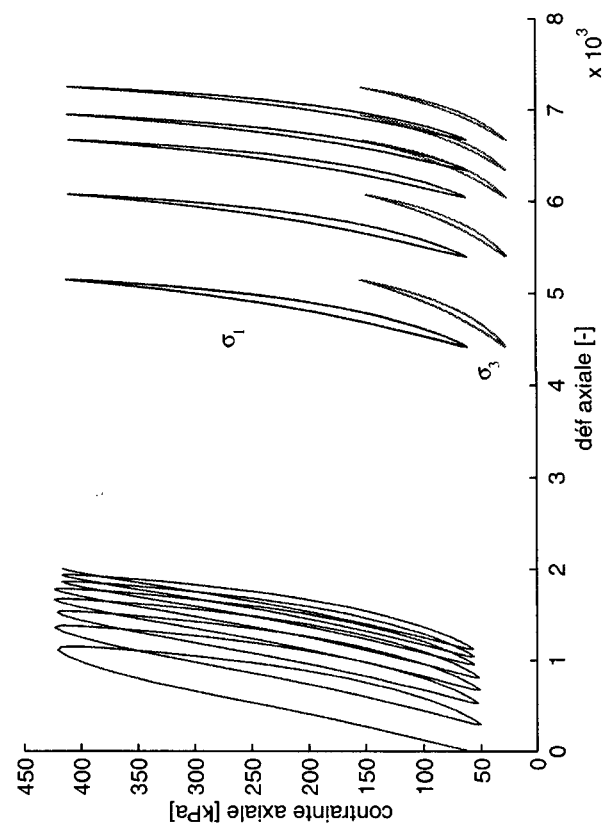
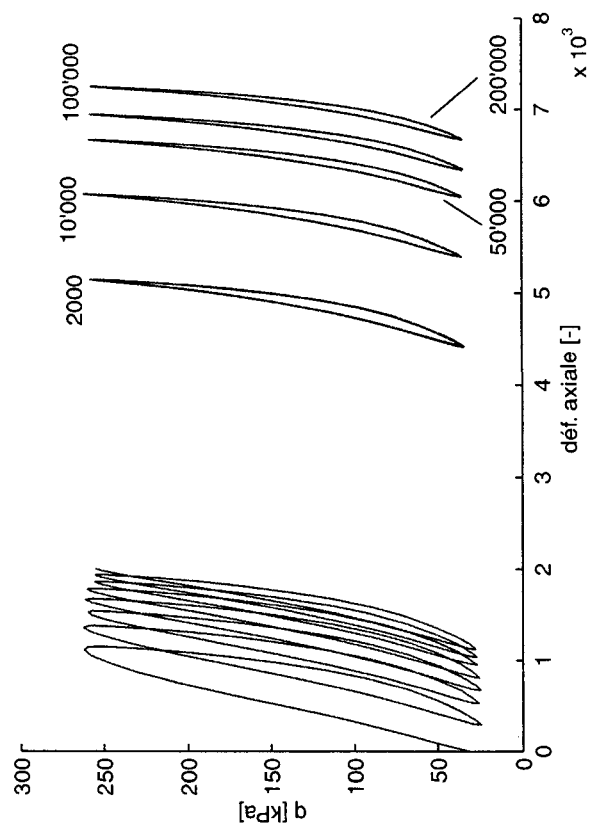
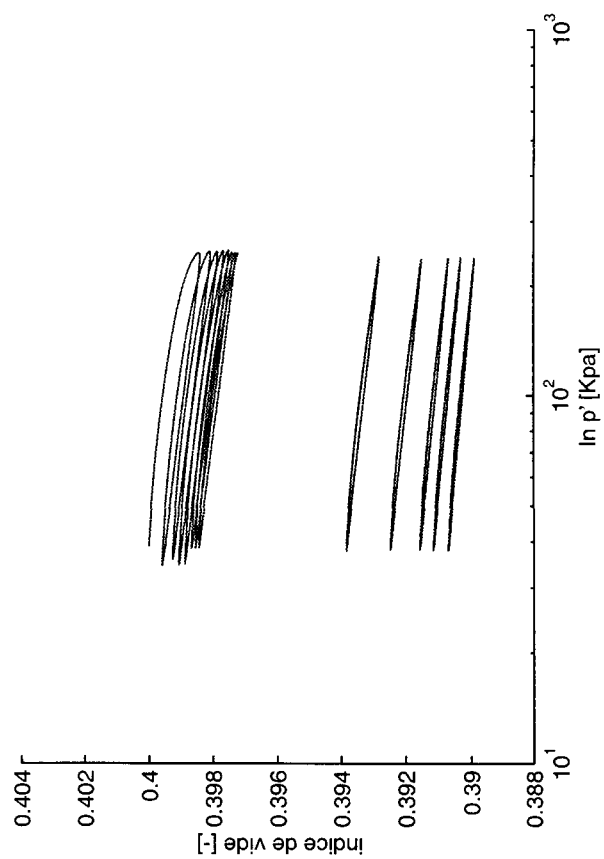
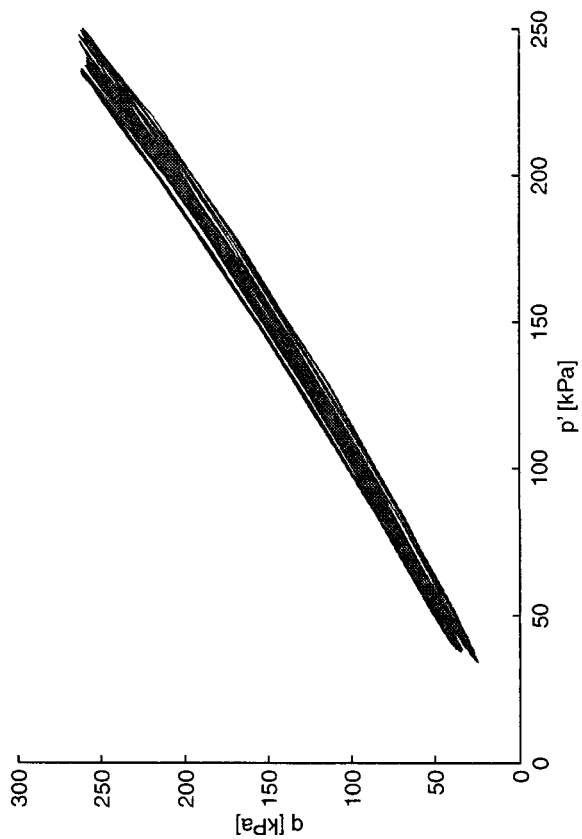
7.1 Essais oedométriques sur la grave de Varen

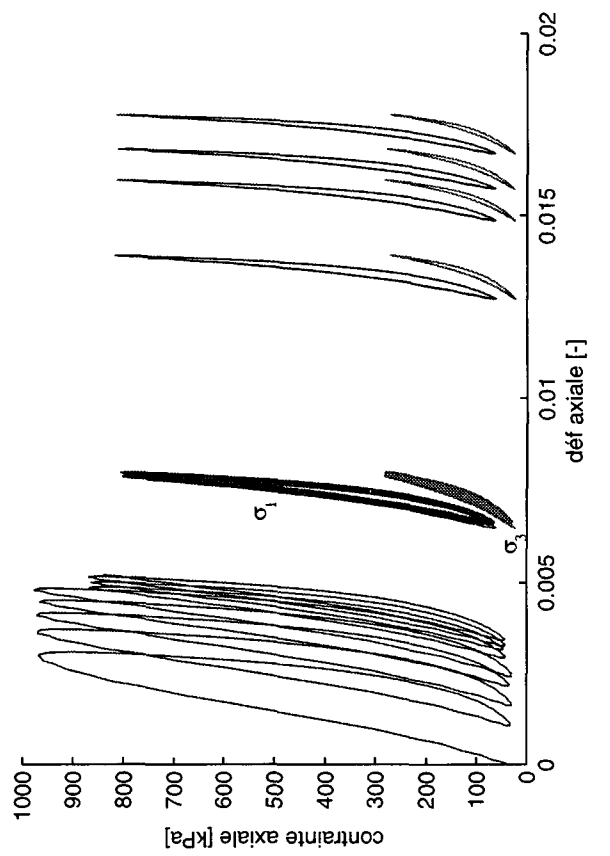
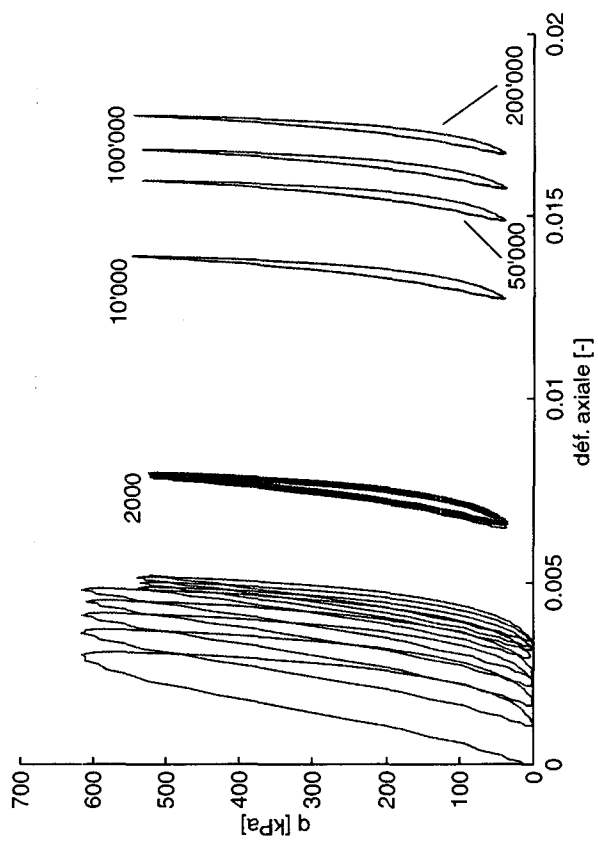
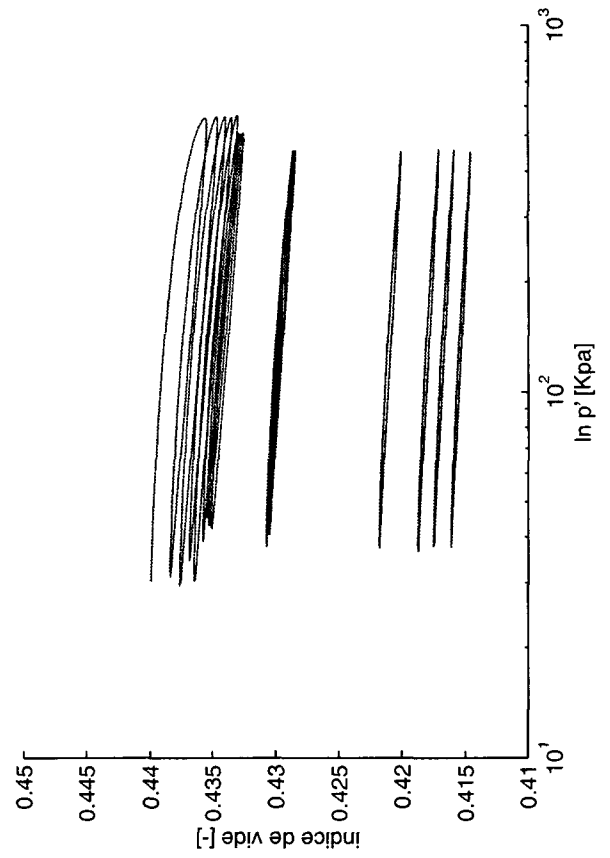
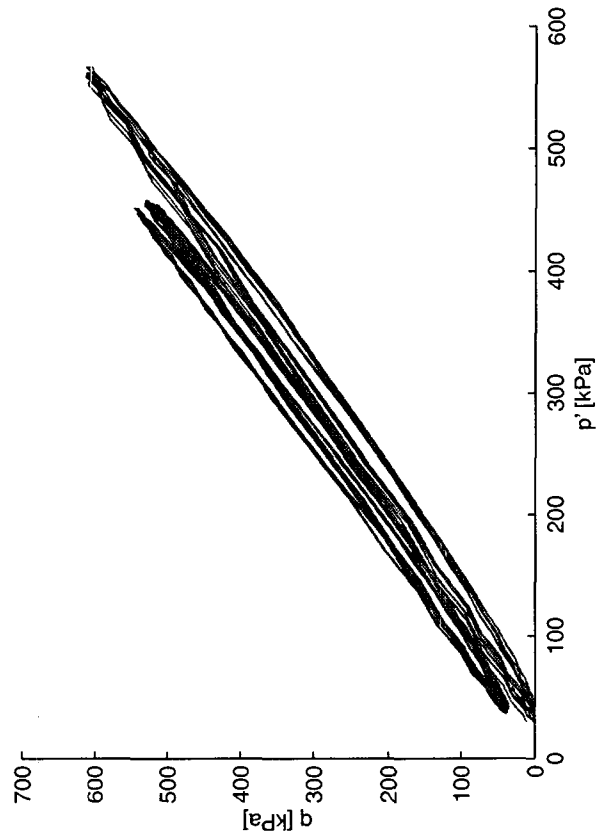
Résultats des essais :

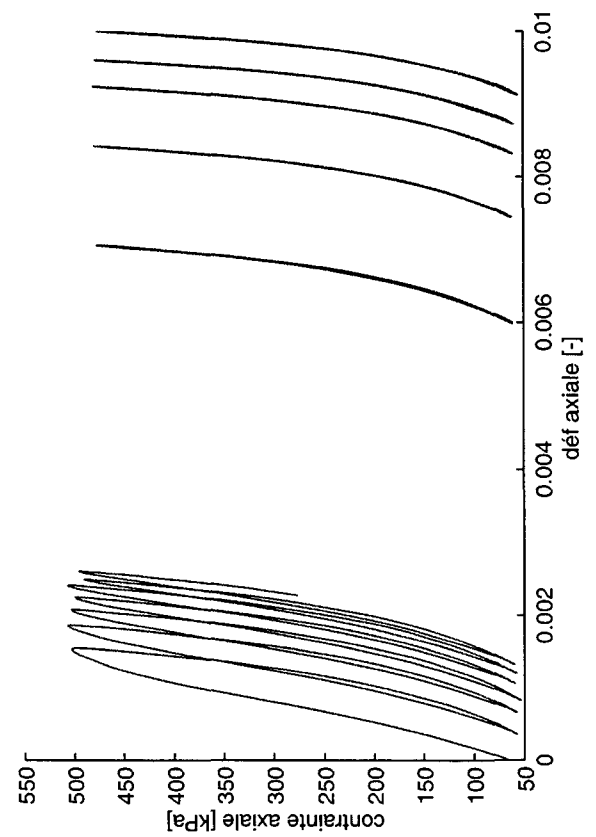
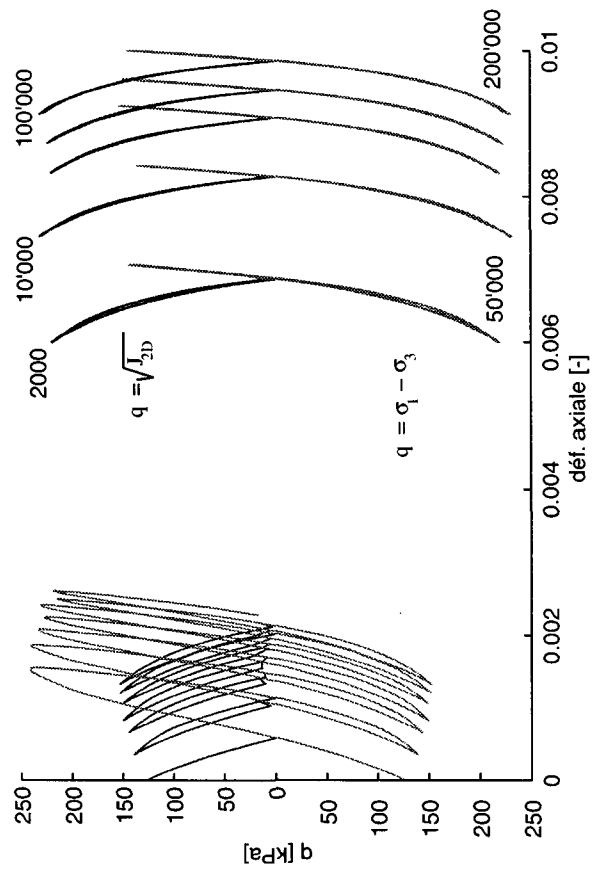
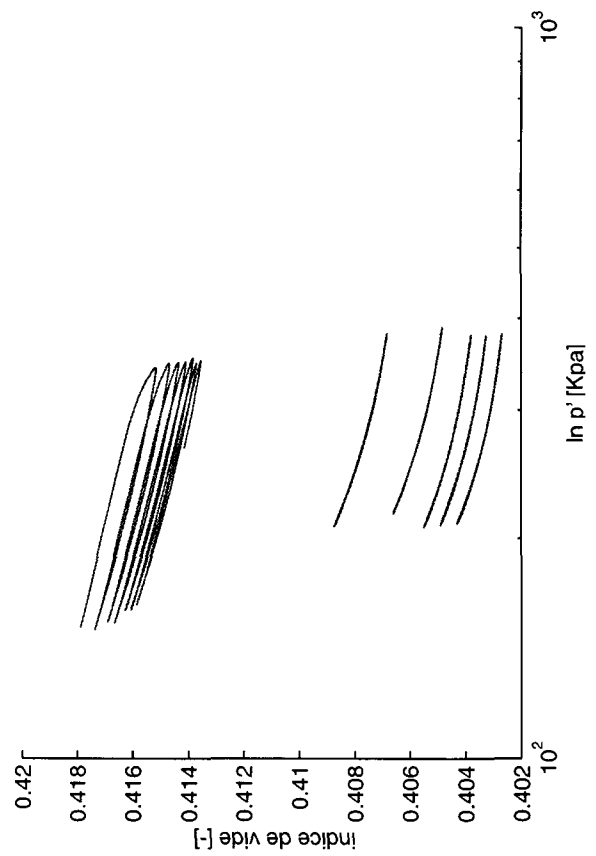
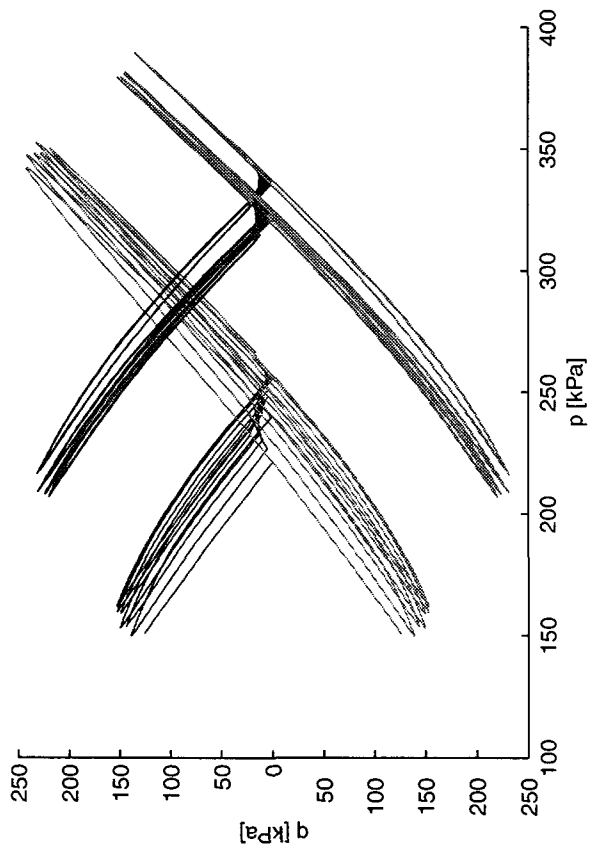
- Va1-OED1s
- Va1-OED2s
- Va1-OED4s
- Va1-OED8s
- Va1-SOU4c
- Va2-OED80m







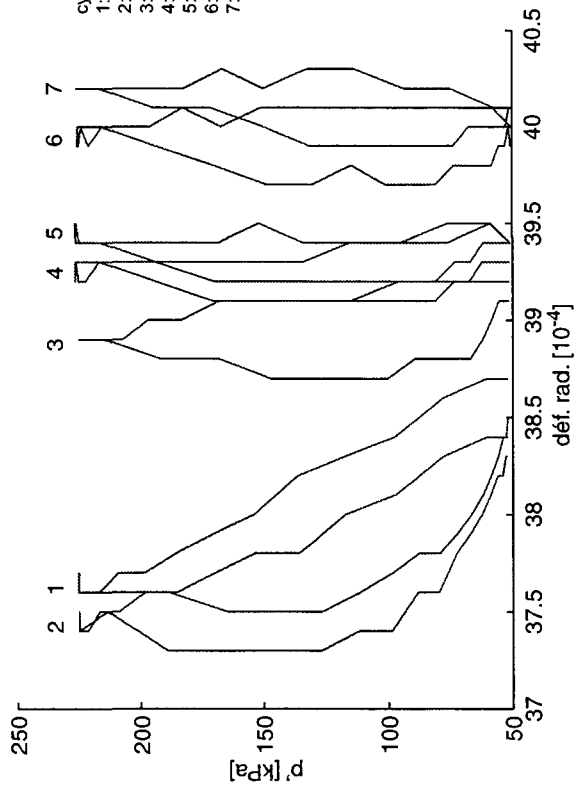
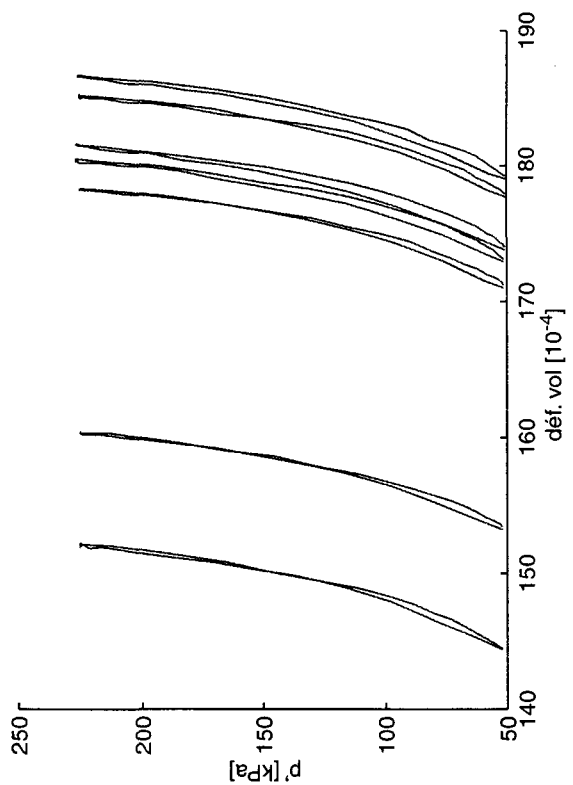
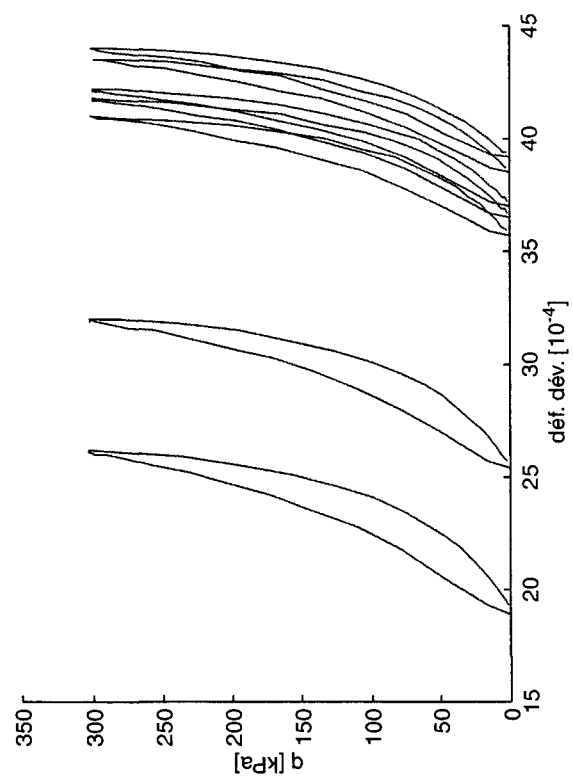
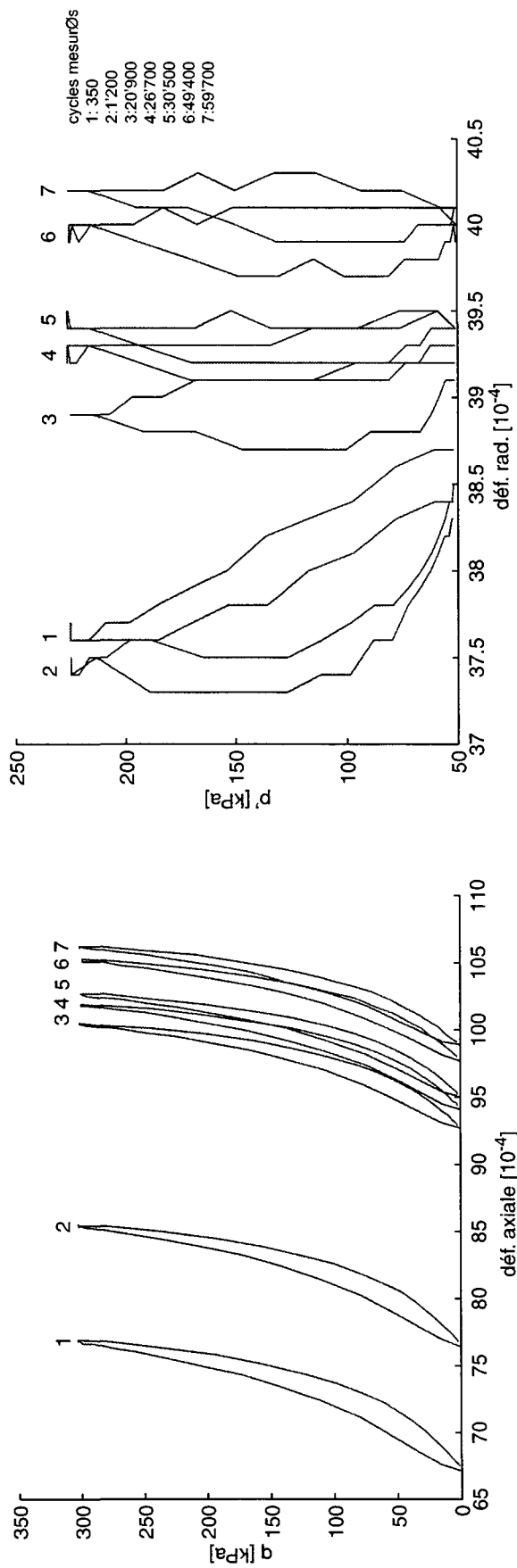




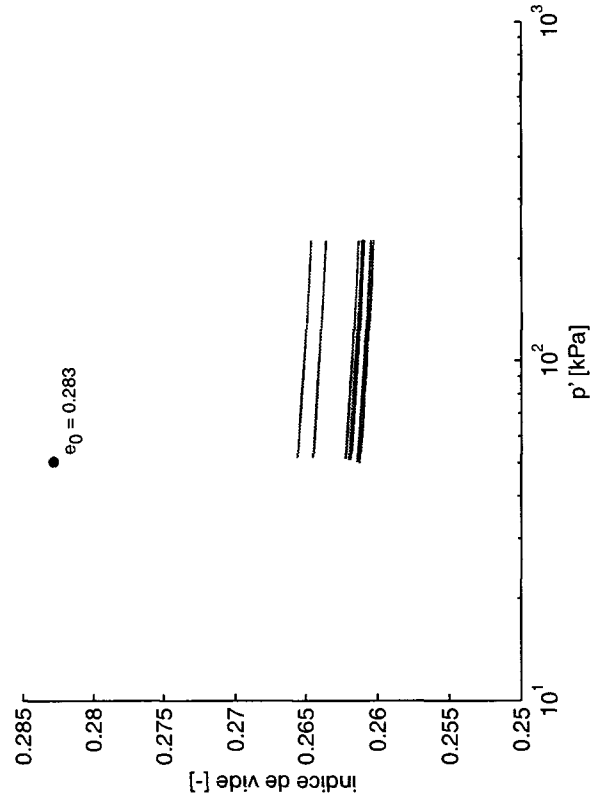
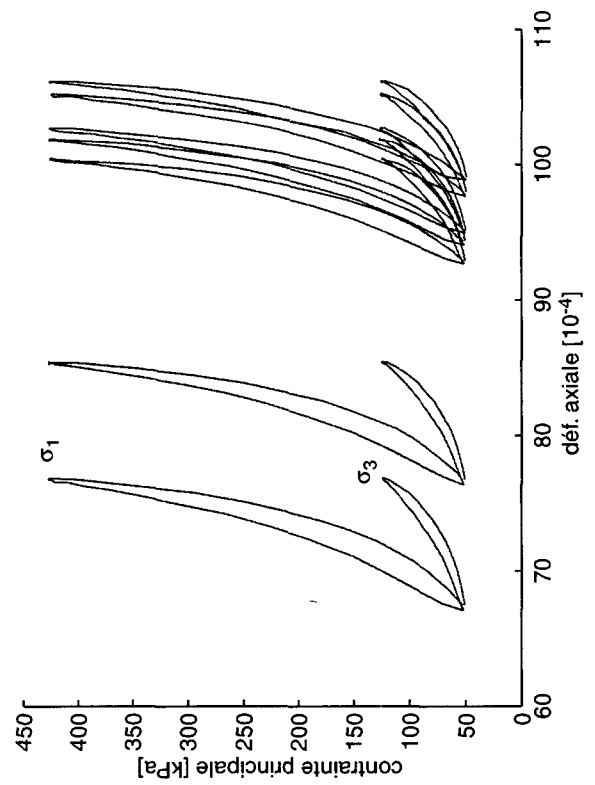
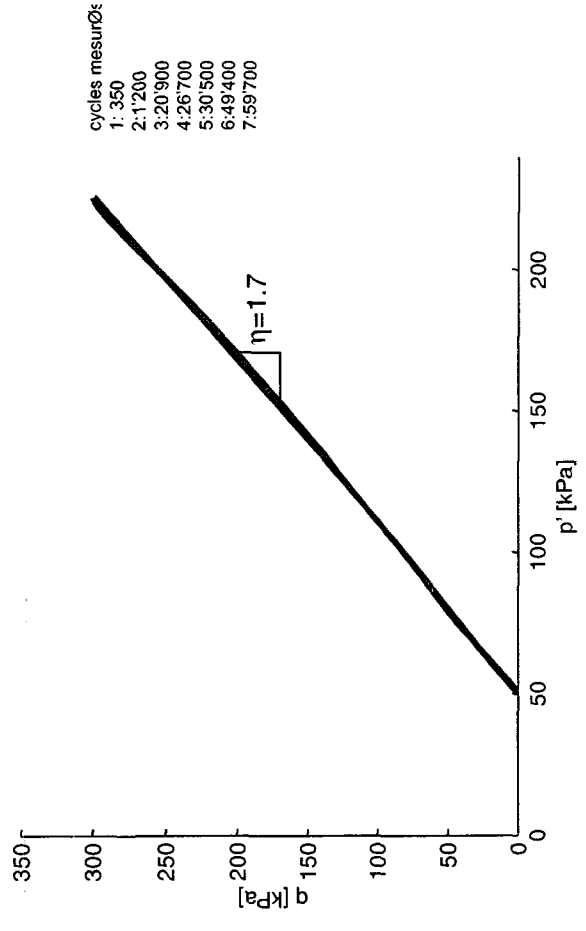
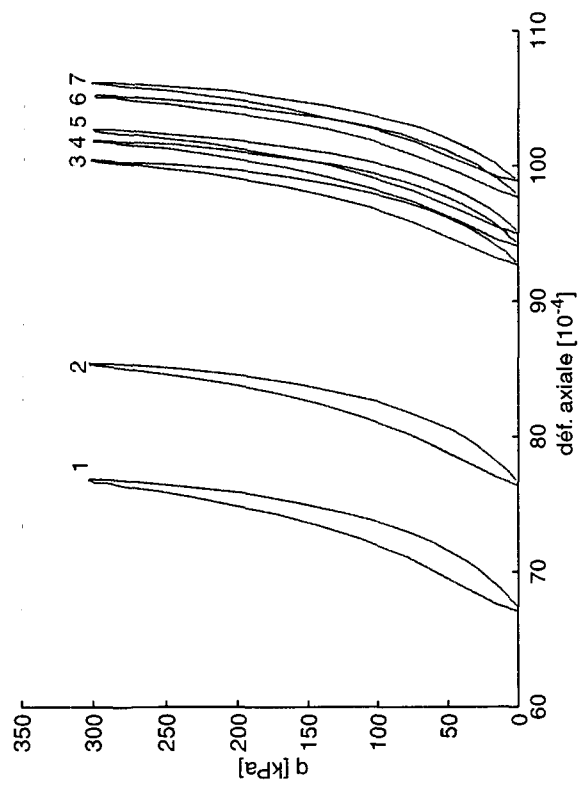
7.2 Essais triaxiaux cycliques

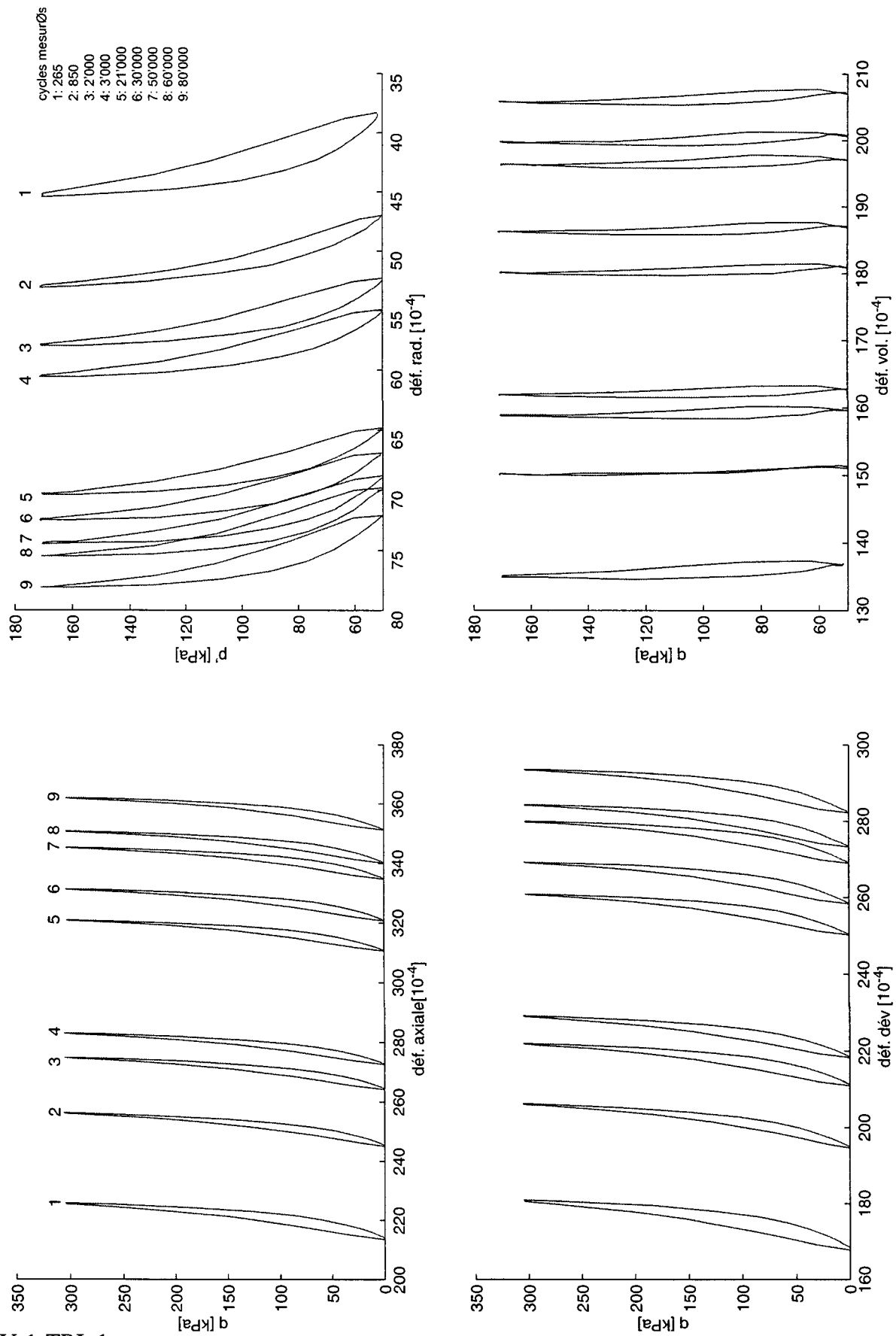
Résultats des essais triaxiaux cycliques

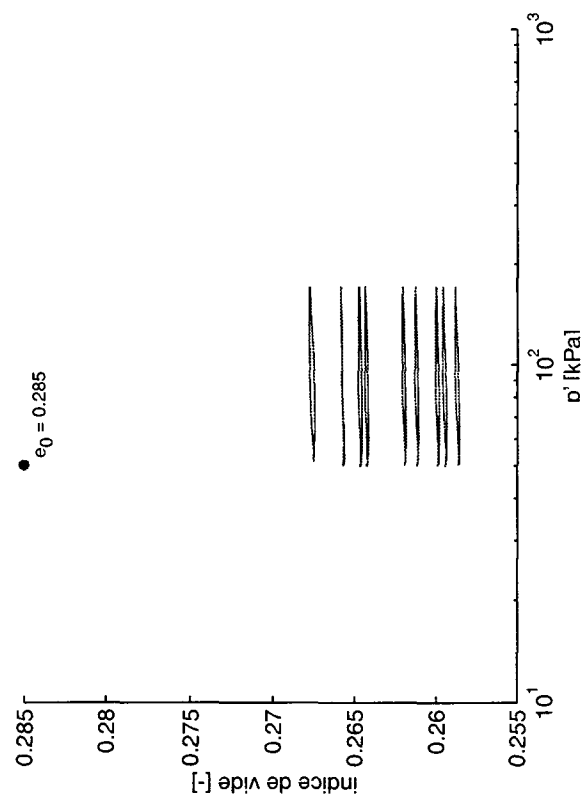
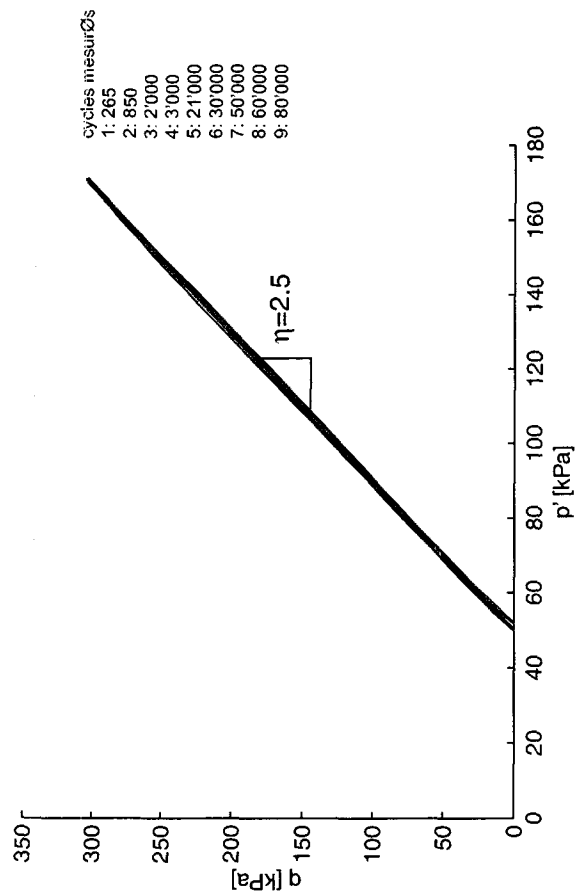
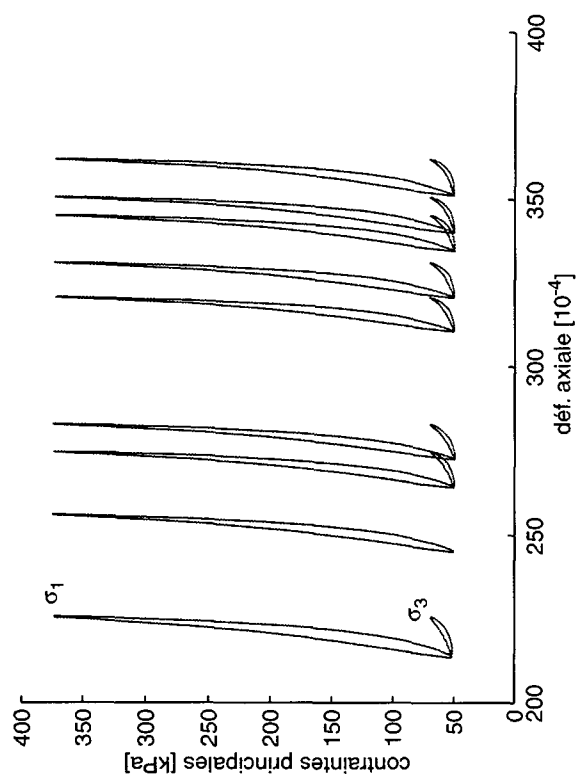
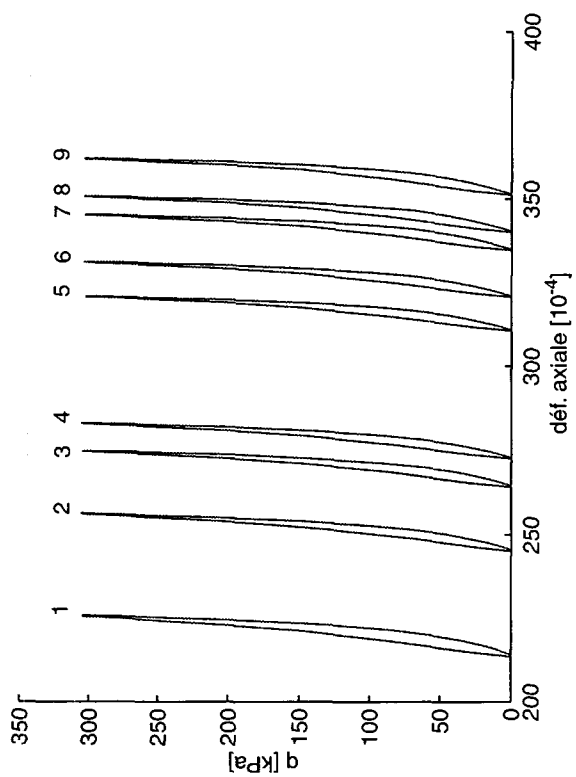
- Va1-TRIp4 (VCP)
- Va1-TRIp1 (VCP)
- Va1-TRIp5 (CCP)
- Va1-TRIp6 (CCP)

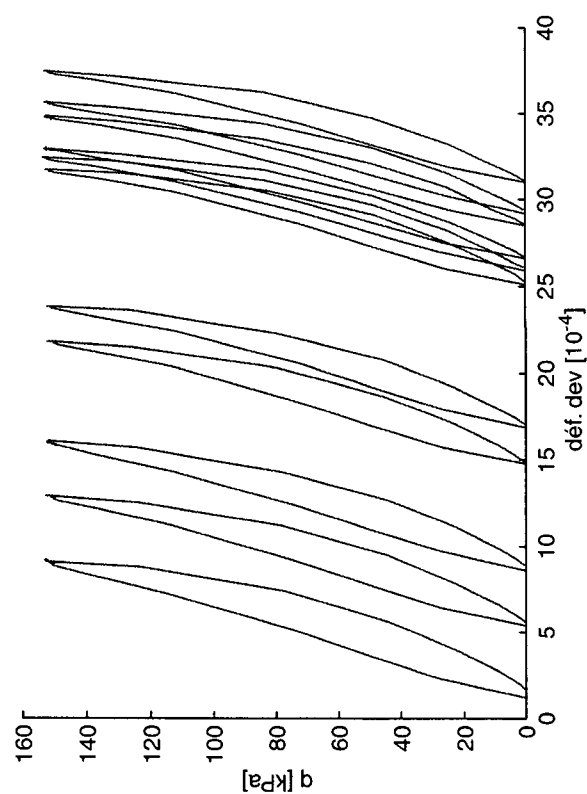
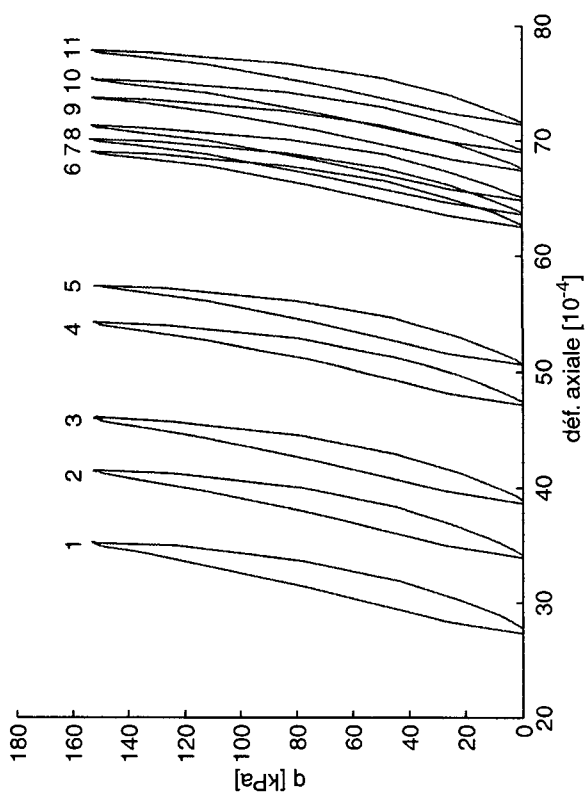
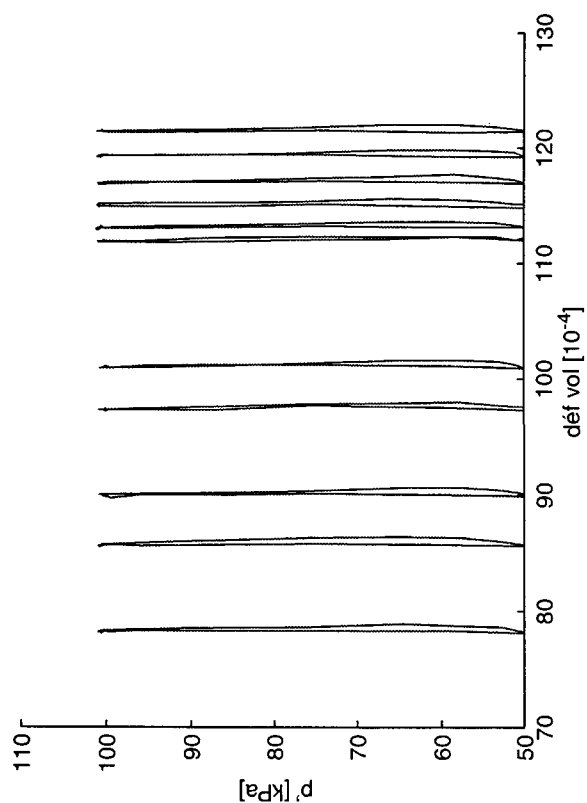
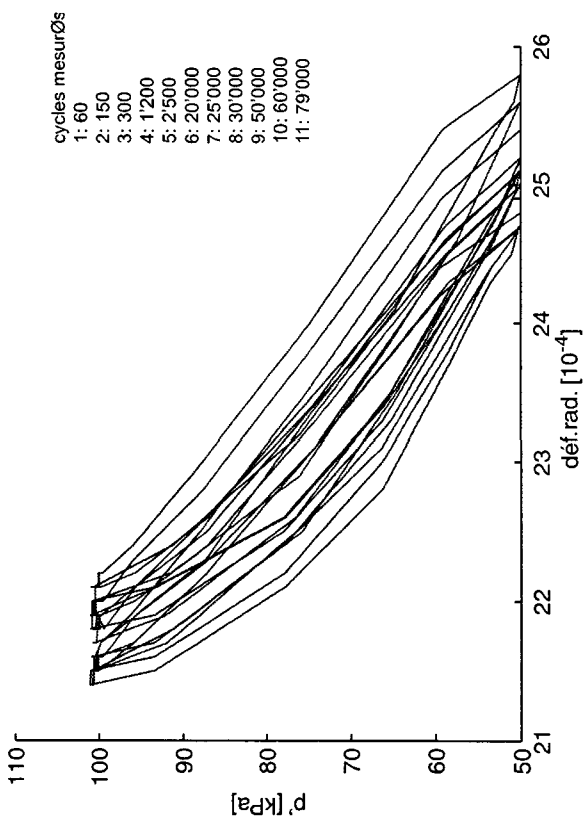


Va1-TRIp4c

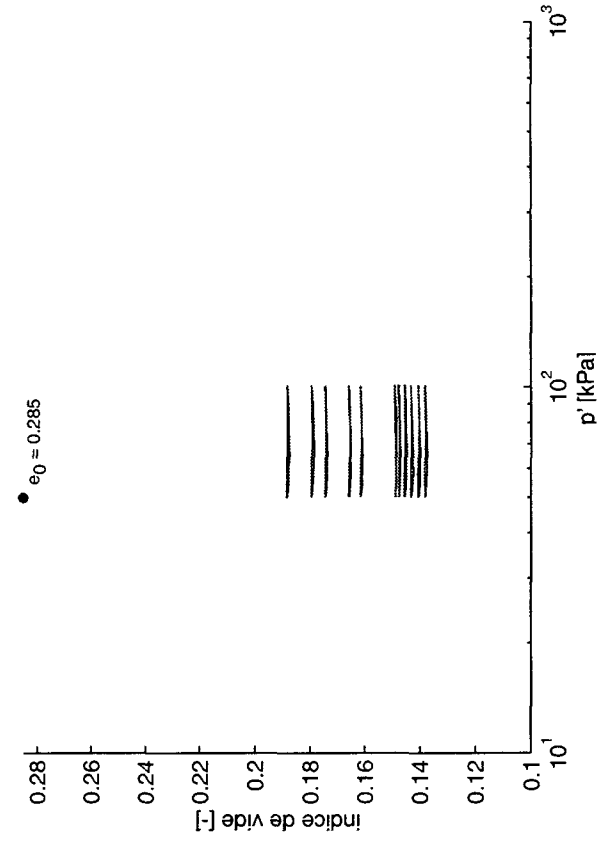
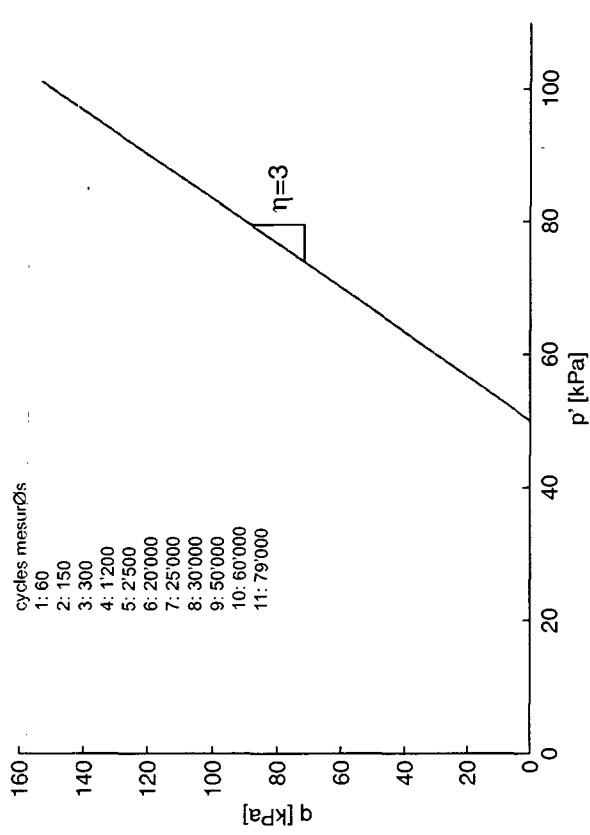
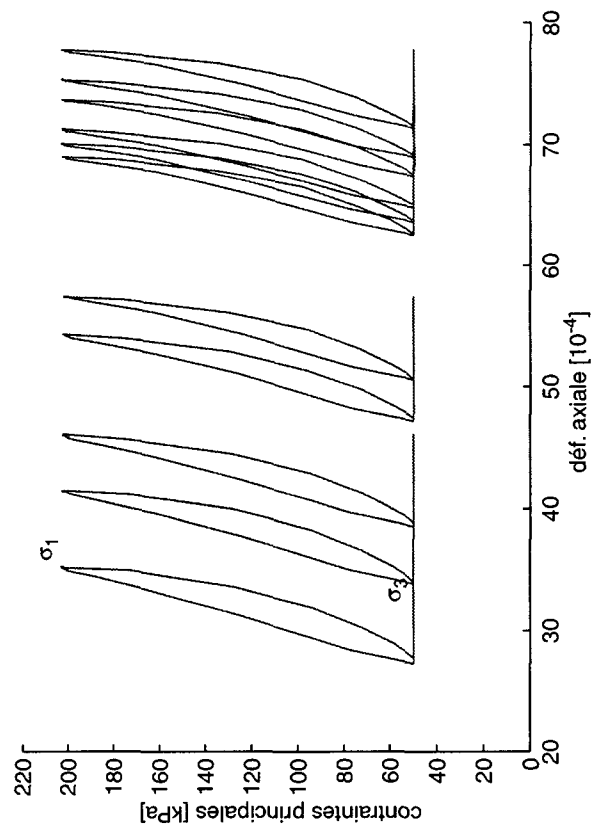
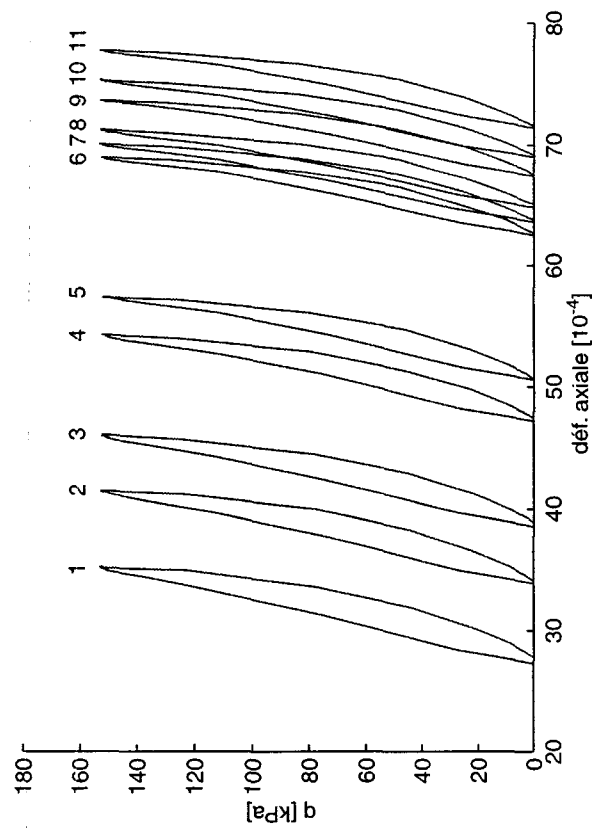


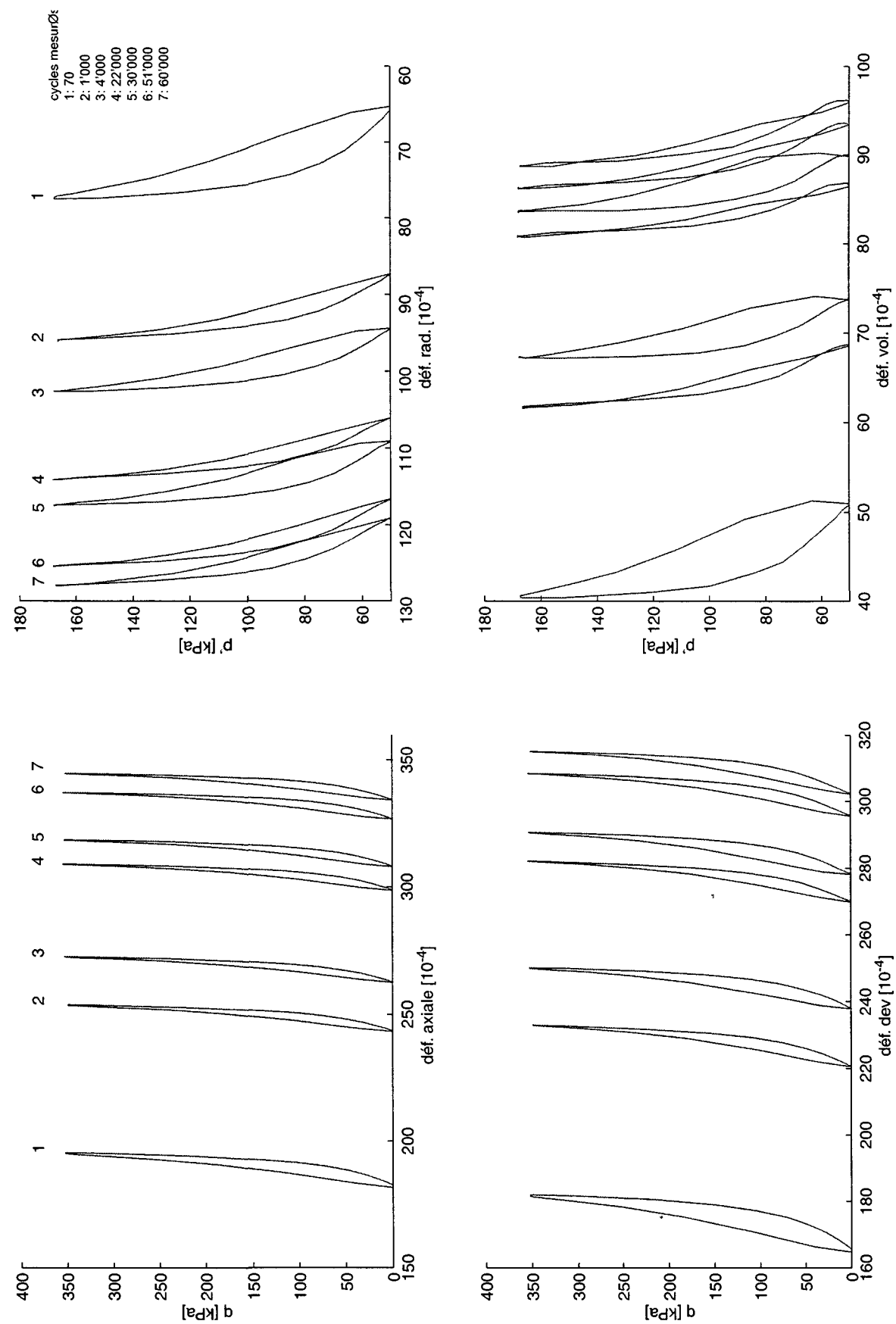






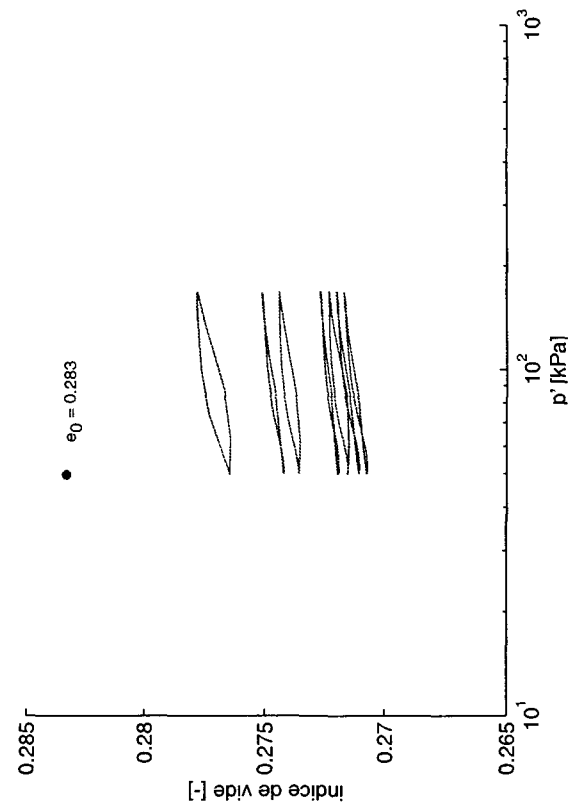
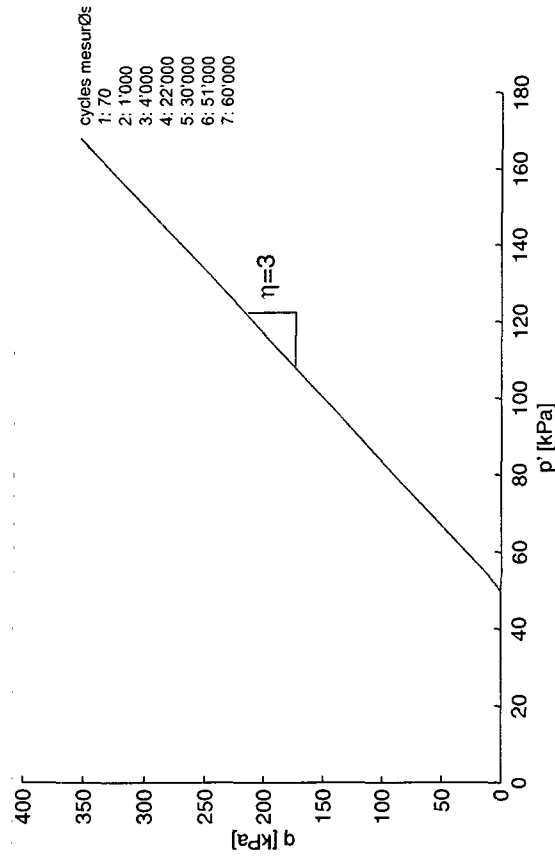
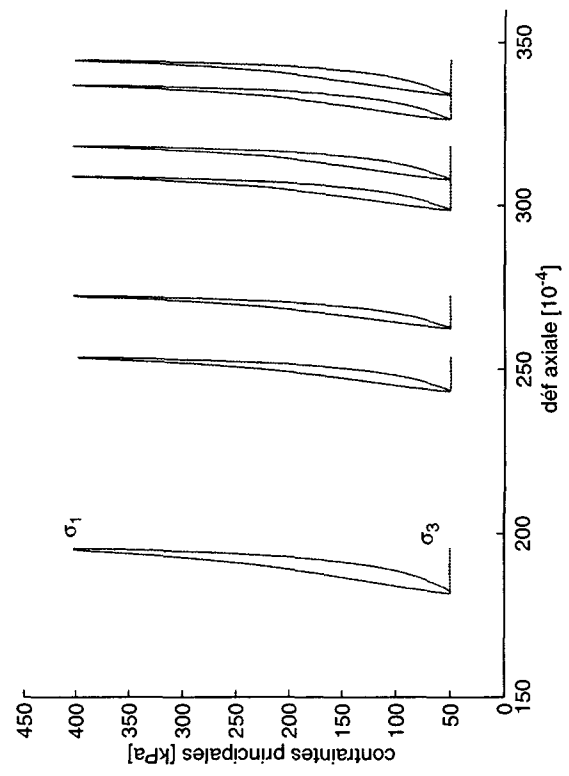
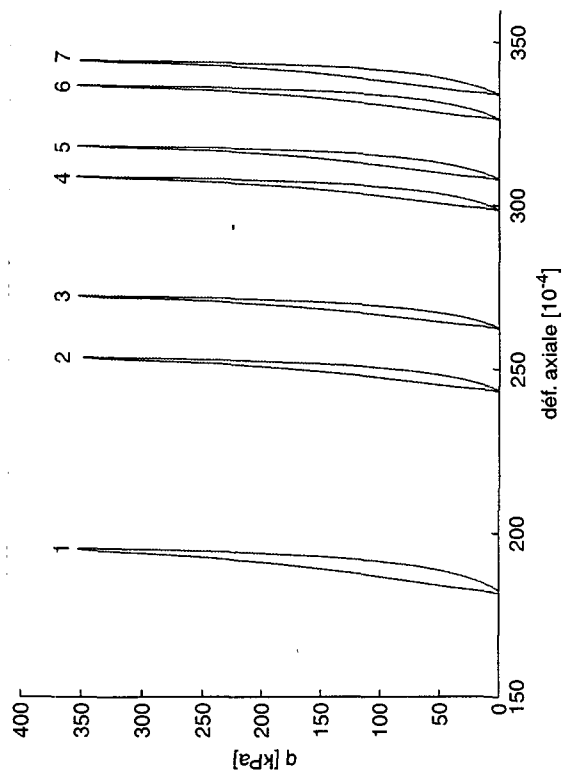
Va1-TRIp5c





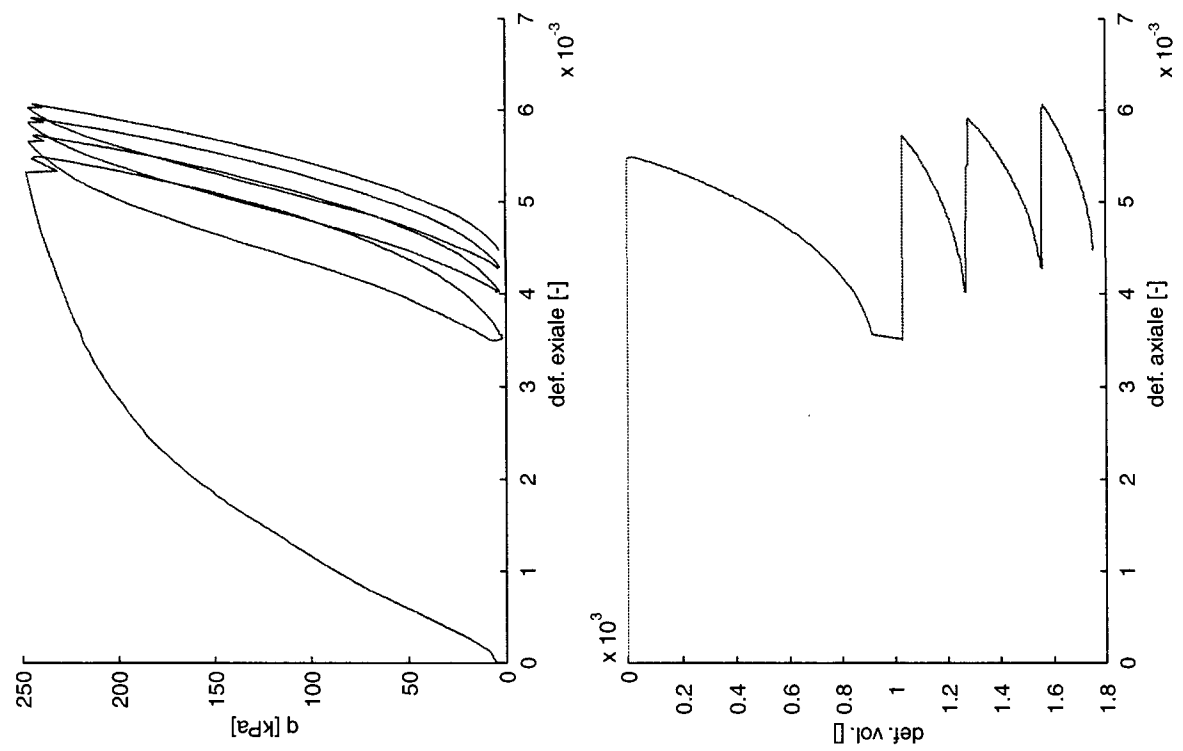
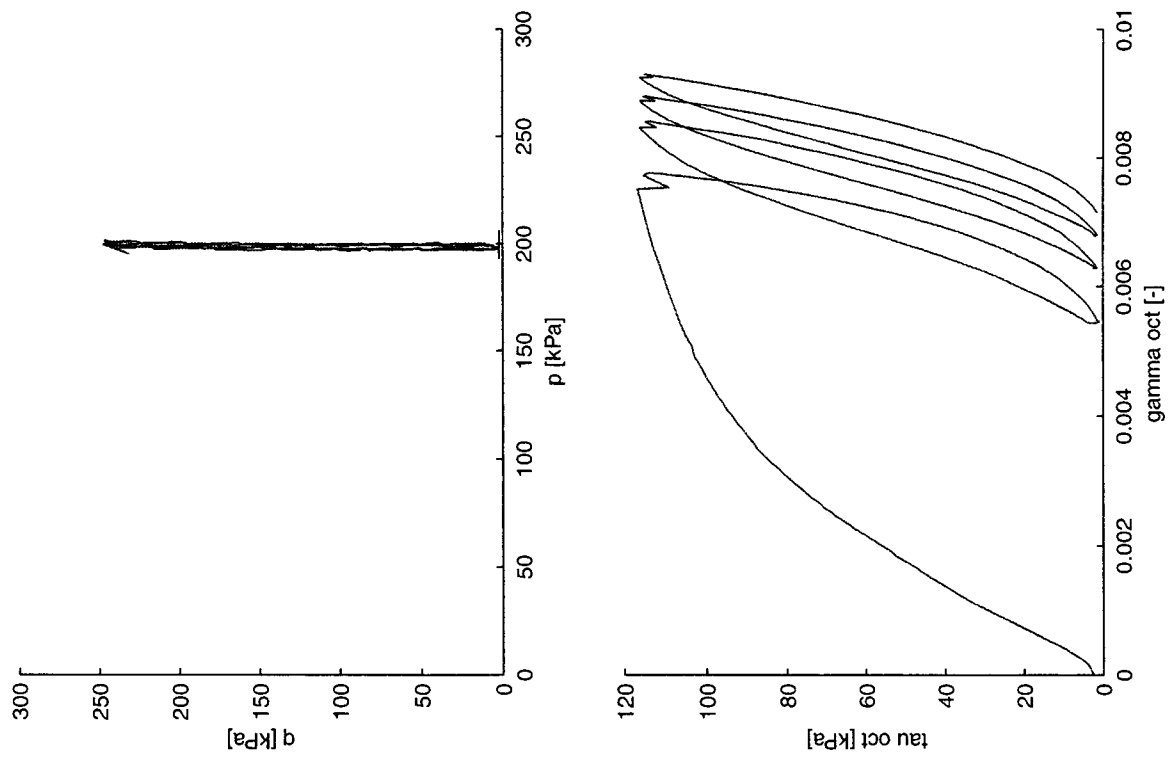
Va1-TRIp6c

Val-TRIp6c

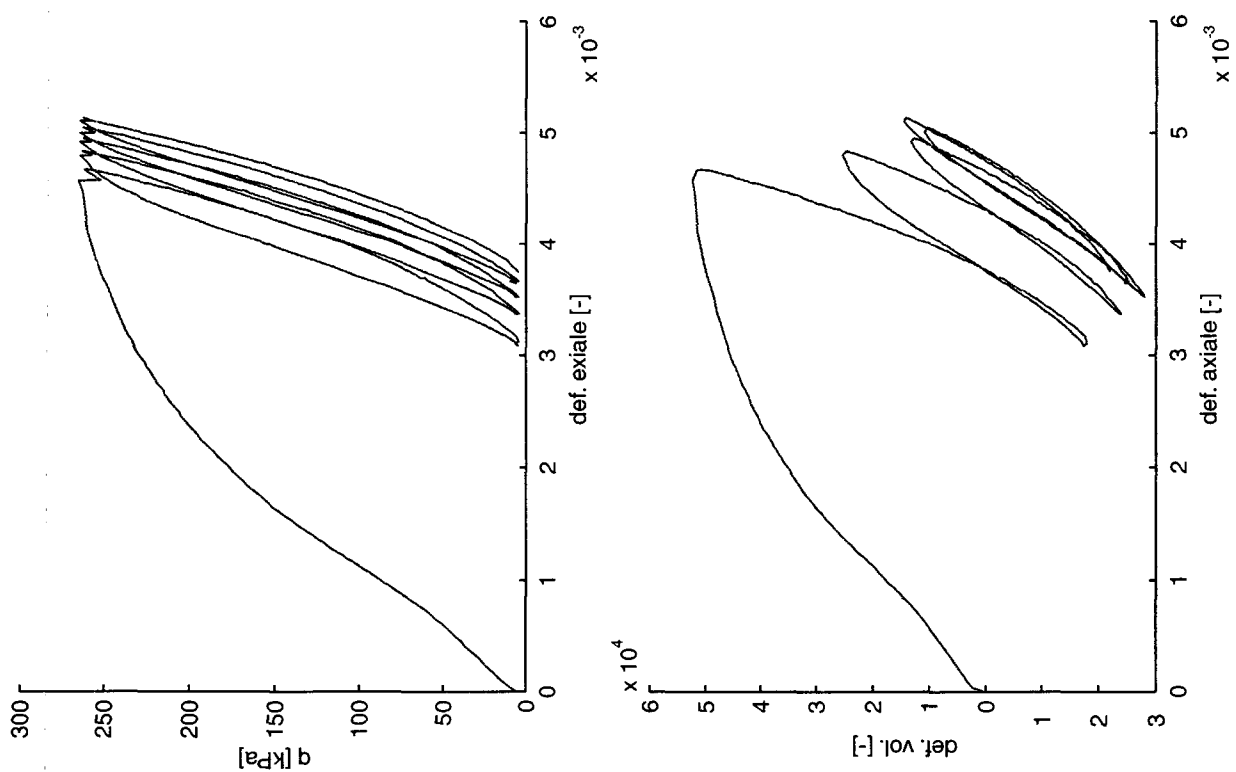
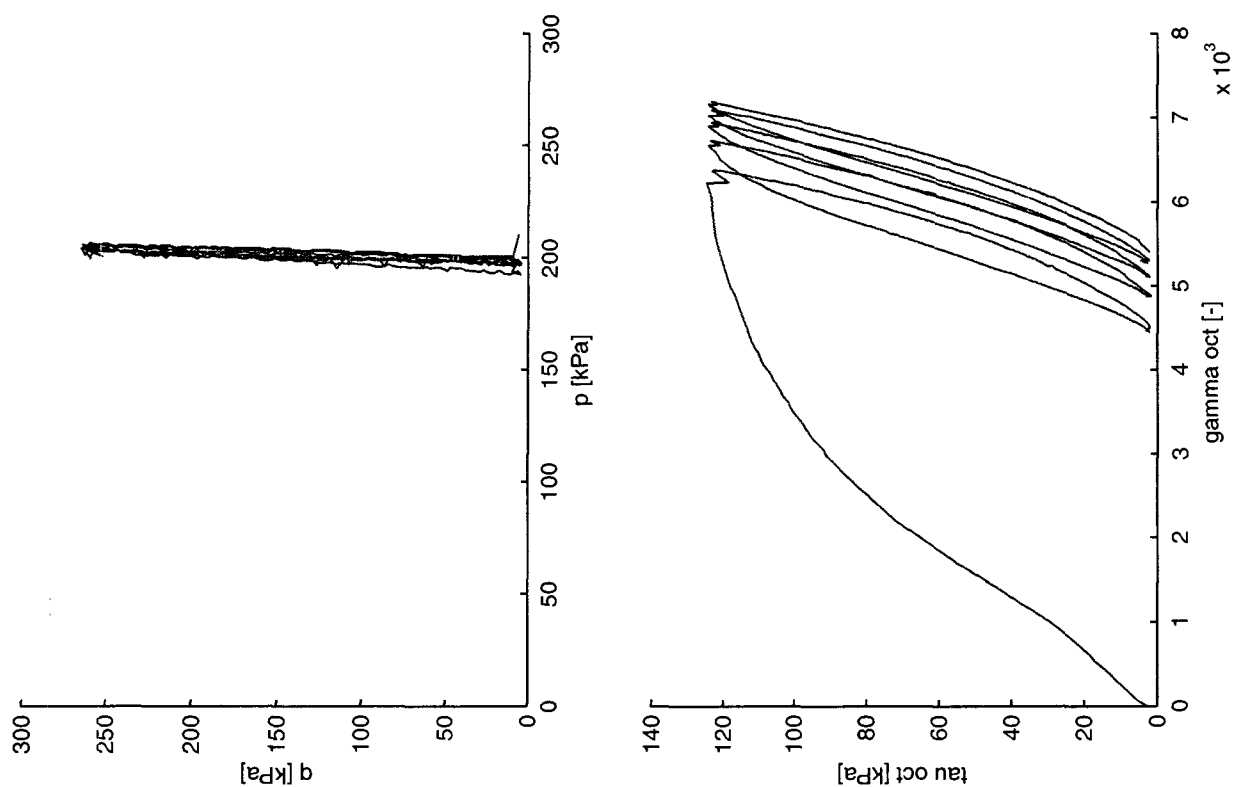


7.3 Essais avec rotation des contraintes principales

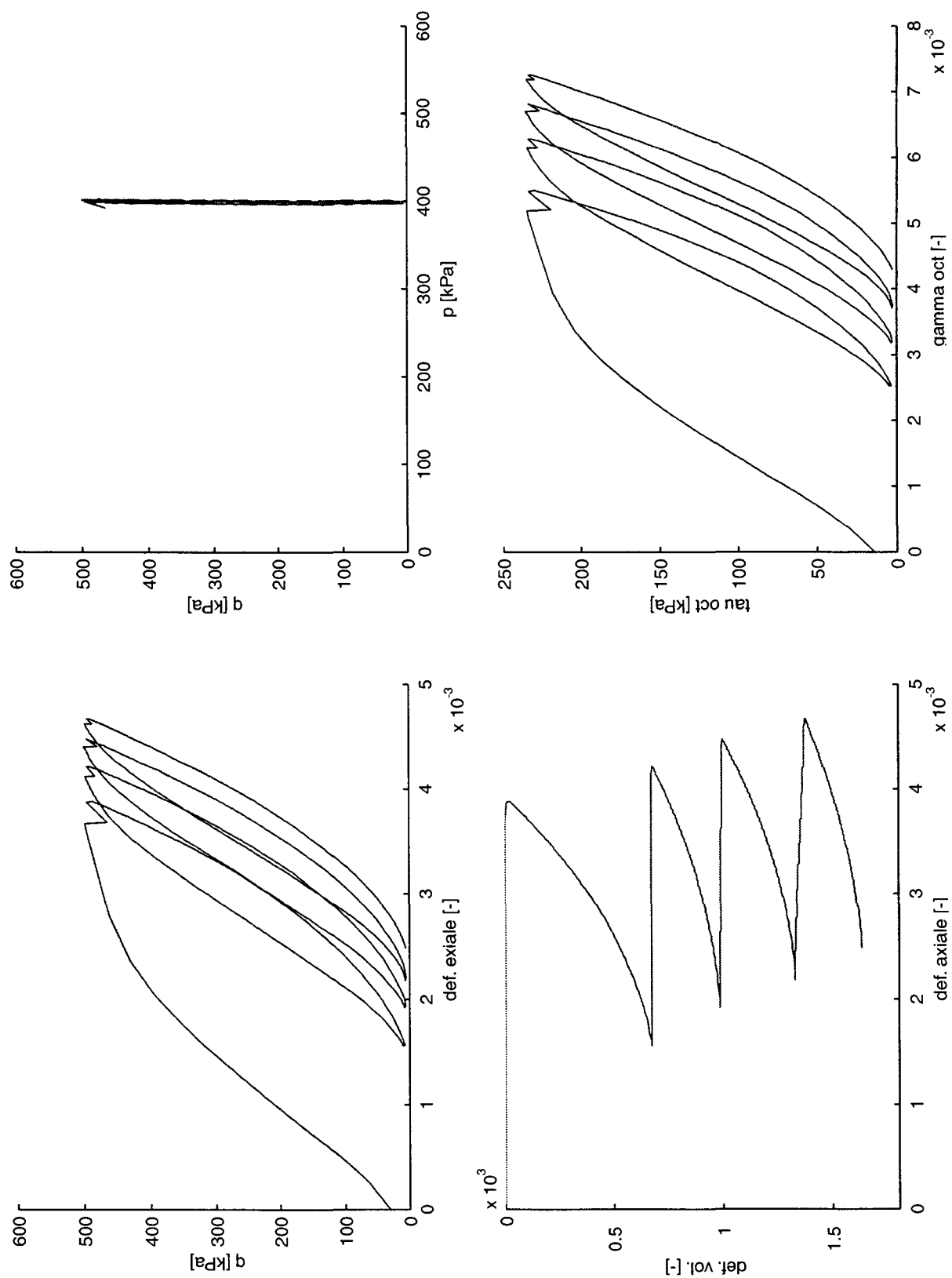
- GDSiso-p200-q150(1)
- GDSiso-p200-q150(2)
- GDSiso-p400-q300(1)
- GDSiso-p400-q300(2)
- GDSaniso-p200-q150(1)
- GDSaniso-p200-q150(2)
- GDSaniso-p400-q300(1)
- GDSaniso-p400-q300(2)
- GEONOR-p200-q150(1)
- GEONOR-p200-q150(2)
- GEONOR-p400-q300(1)
- GEONOR-p400-q300(2)



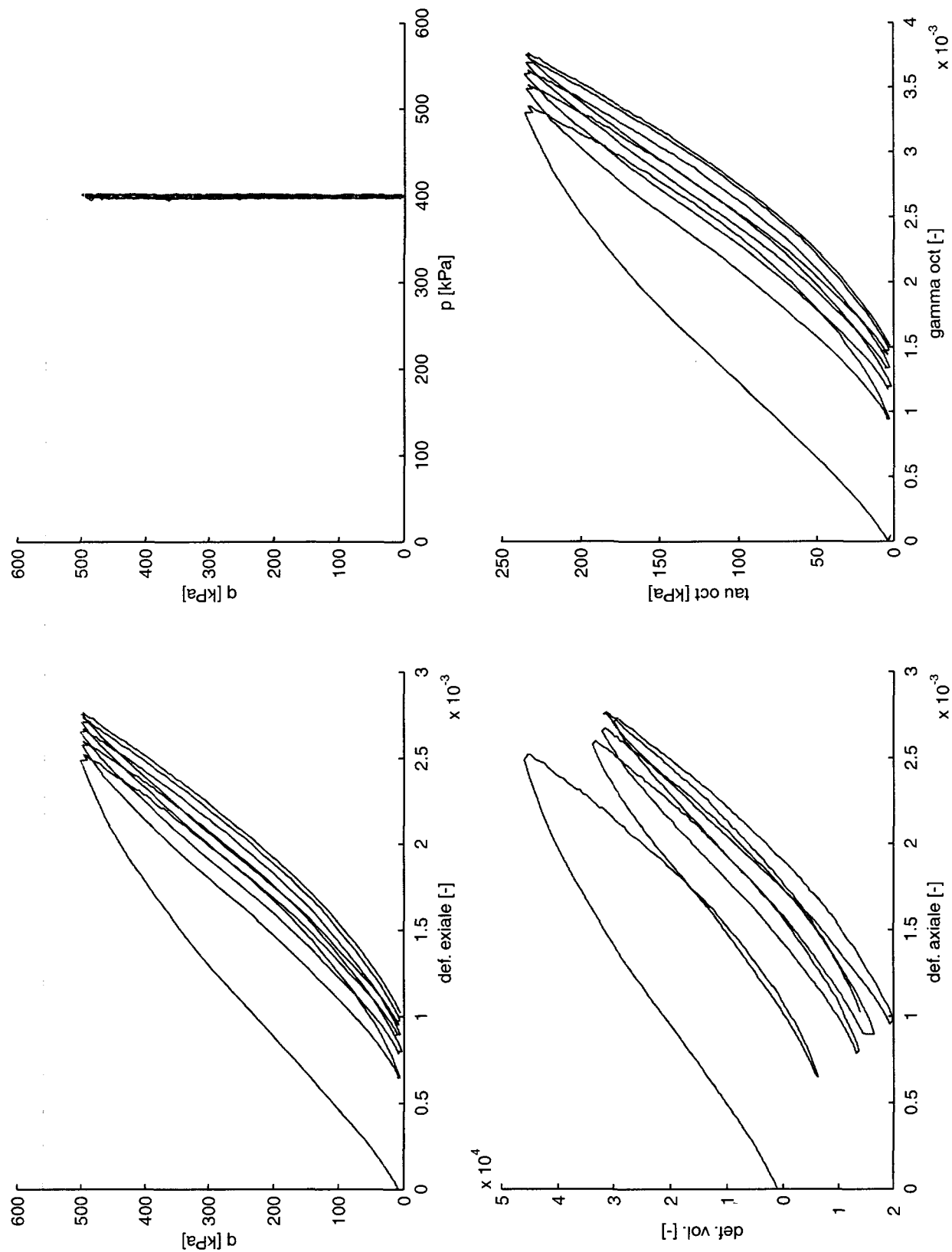
GDSiso-p200-q150



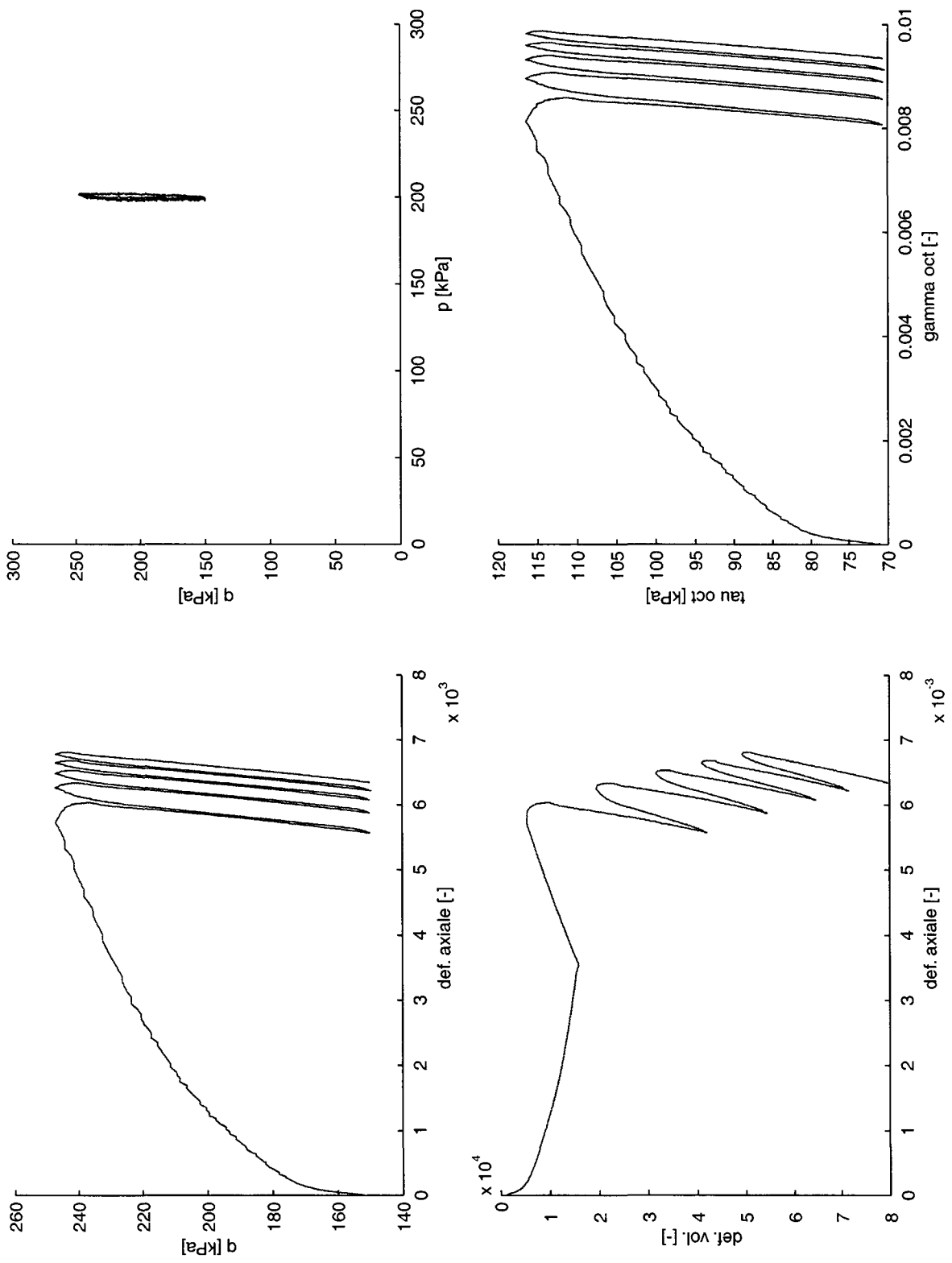
GDSiso_p200-q150(2)



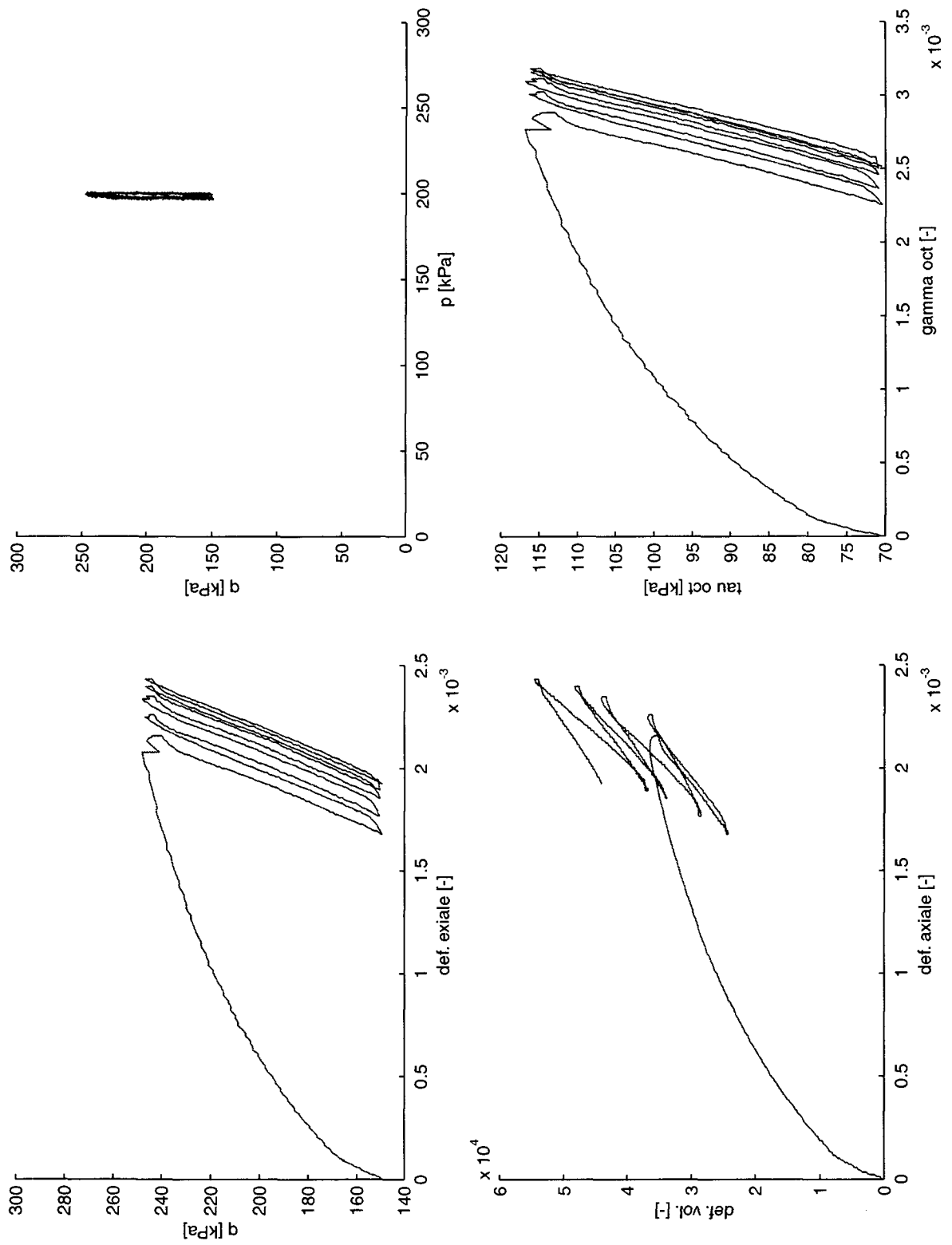
GDSiso_p400-q300



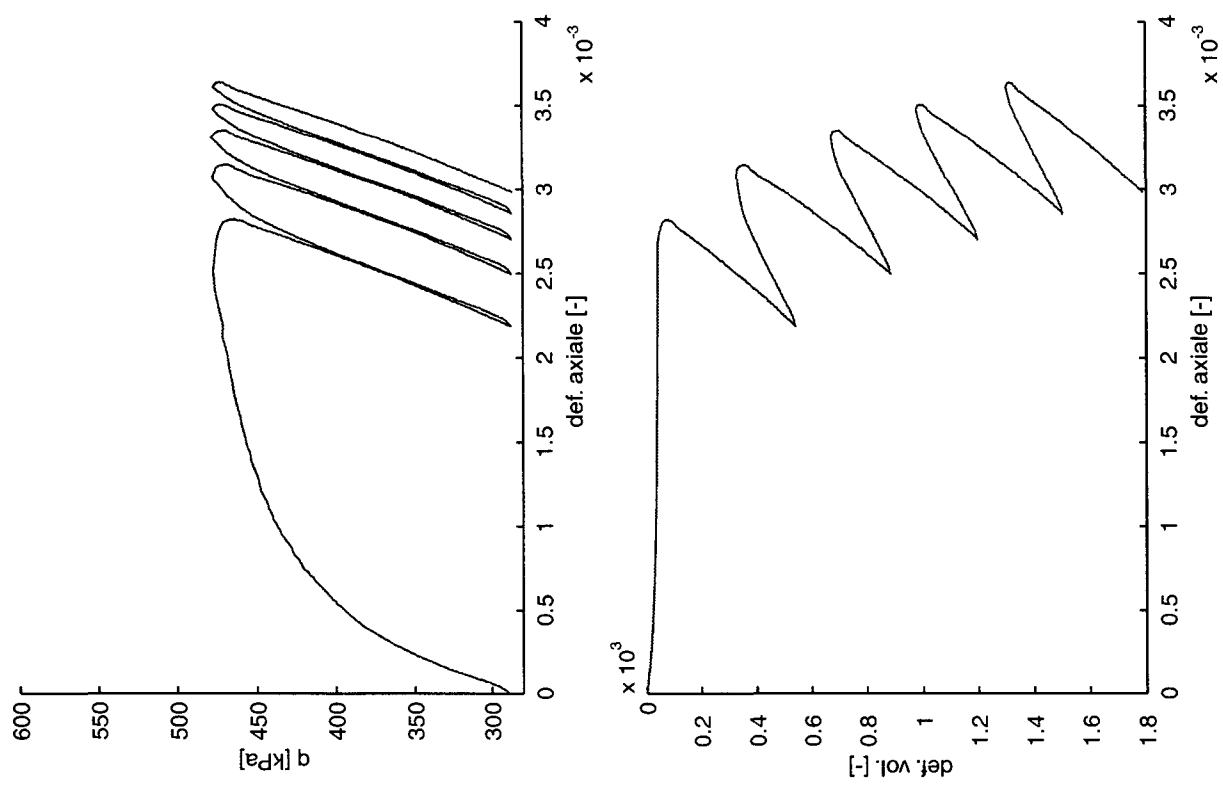
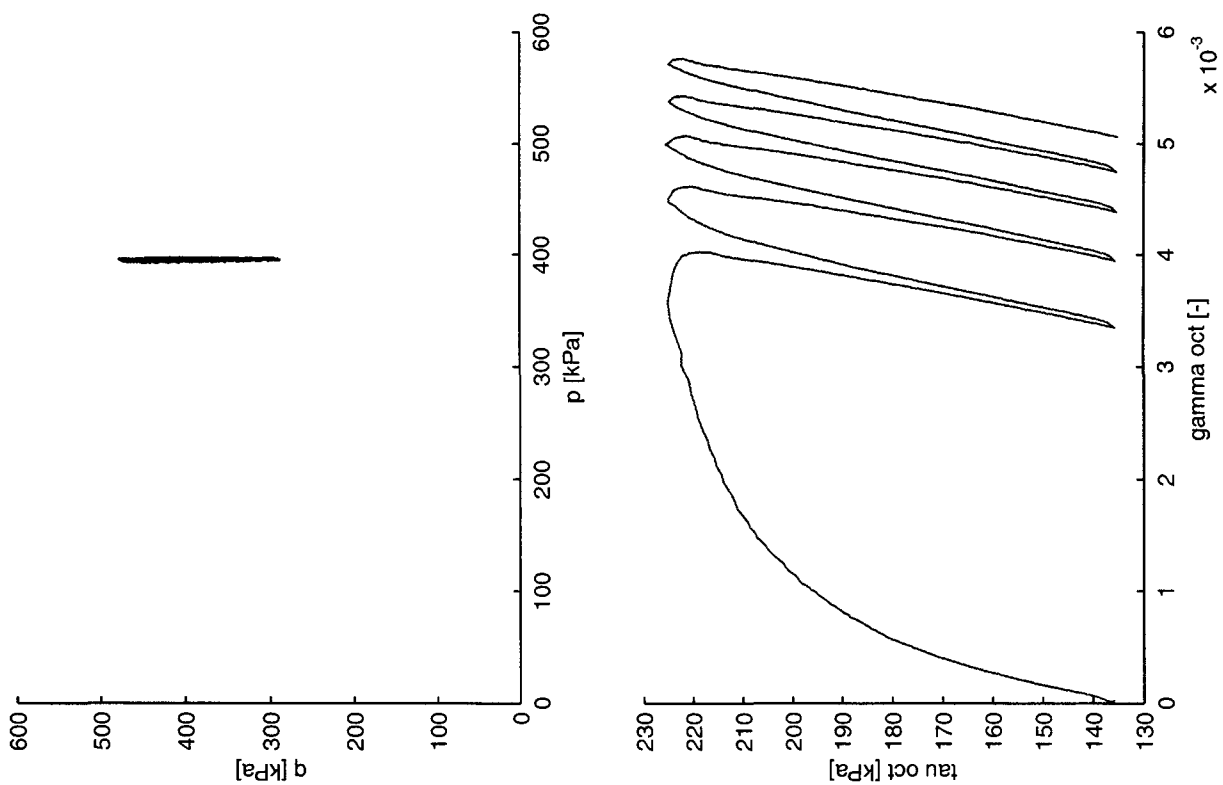
GDSiso-p400-q300(2)



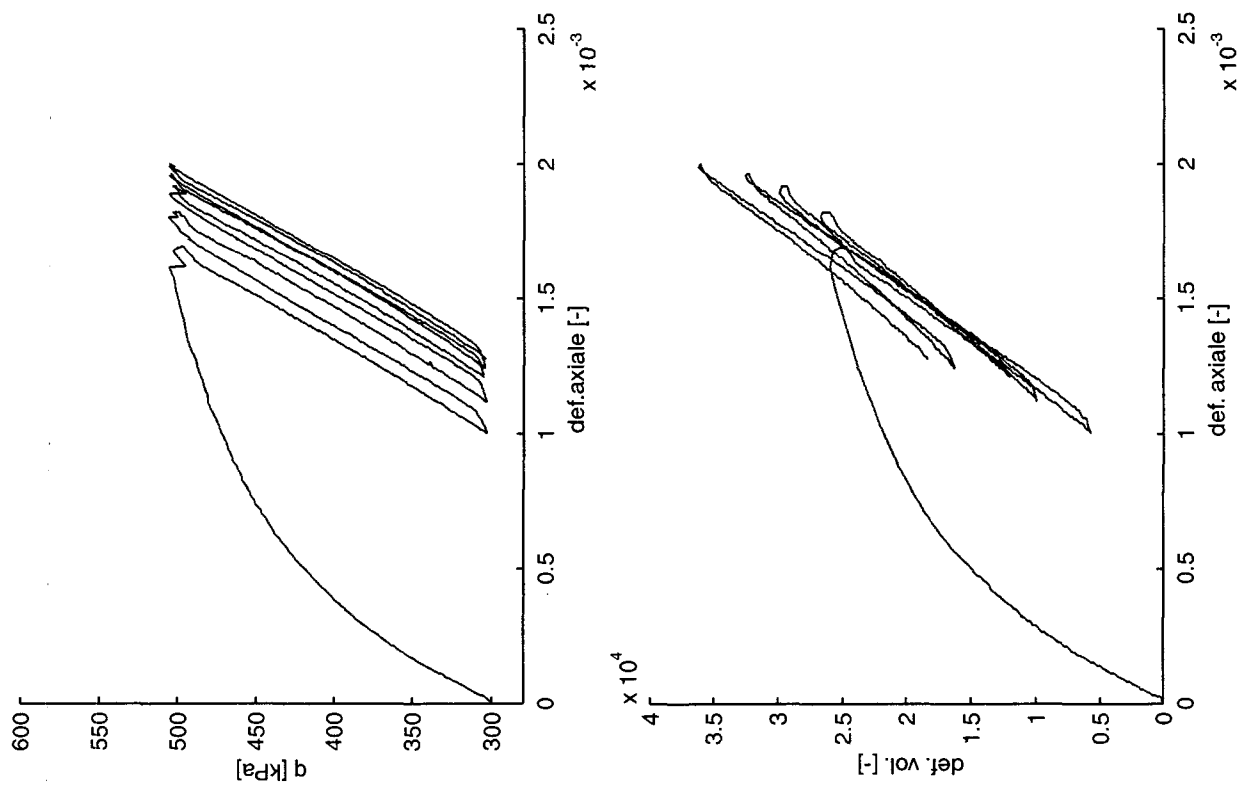
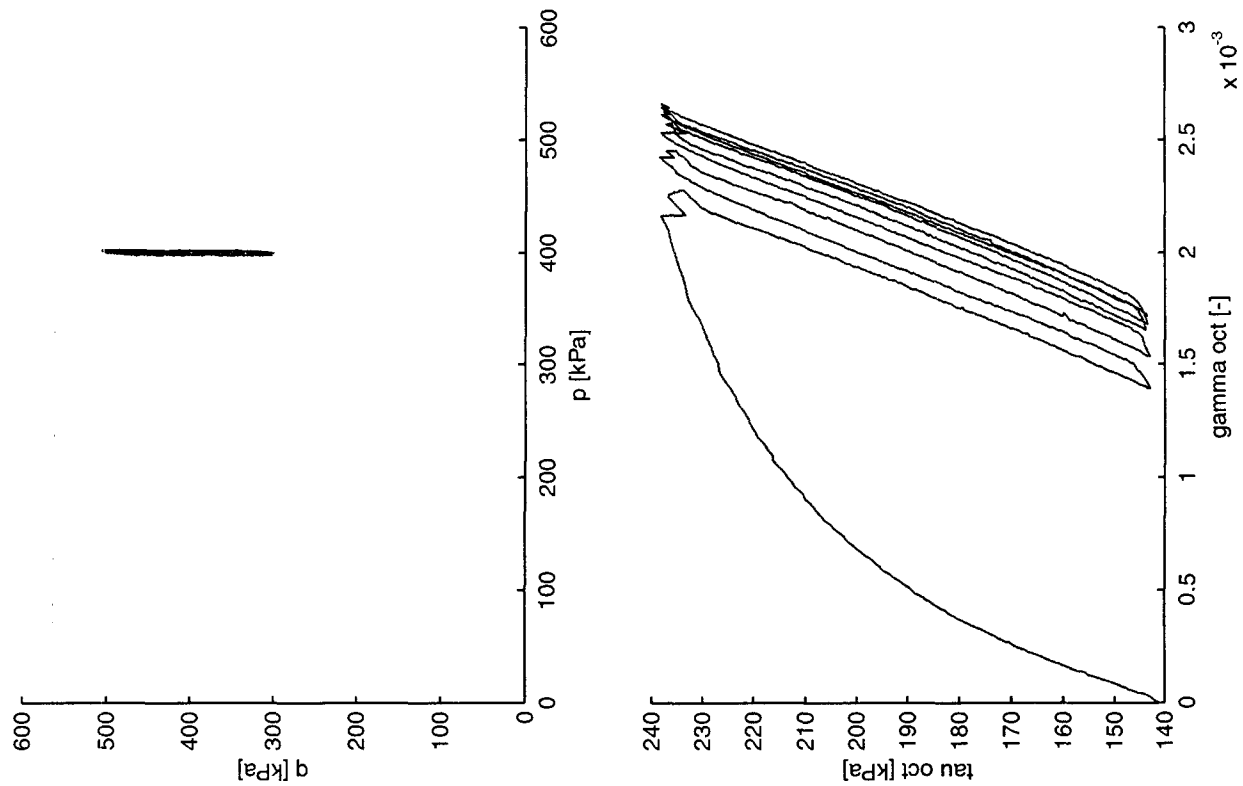
GDSaniso-p200-q150



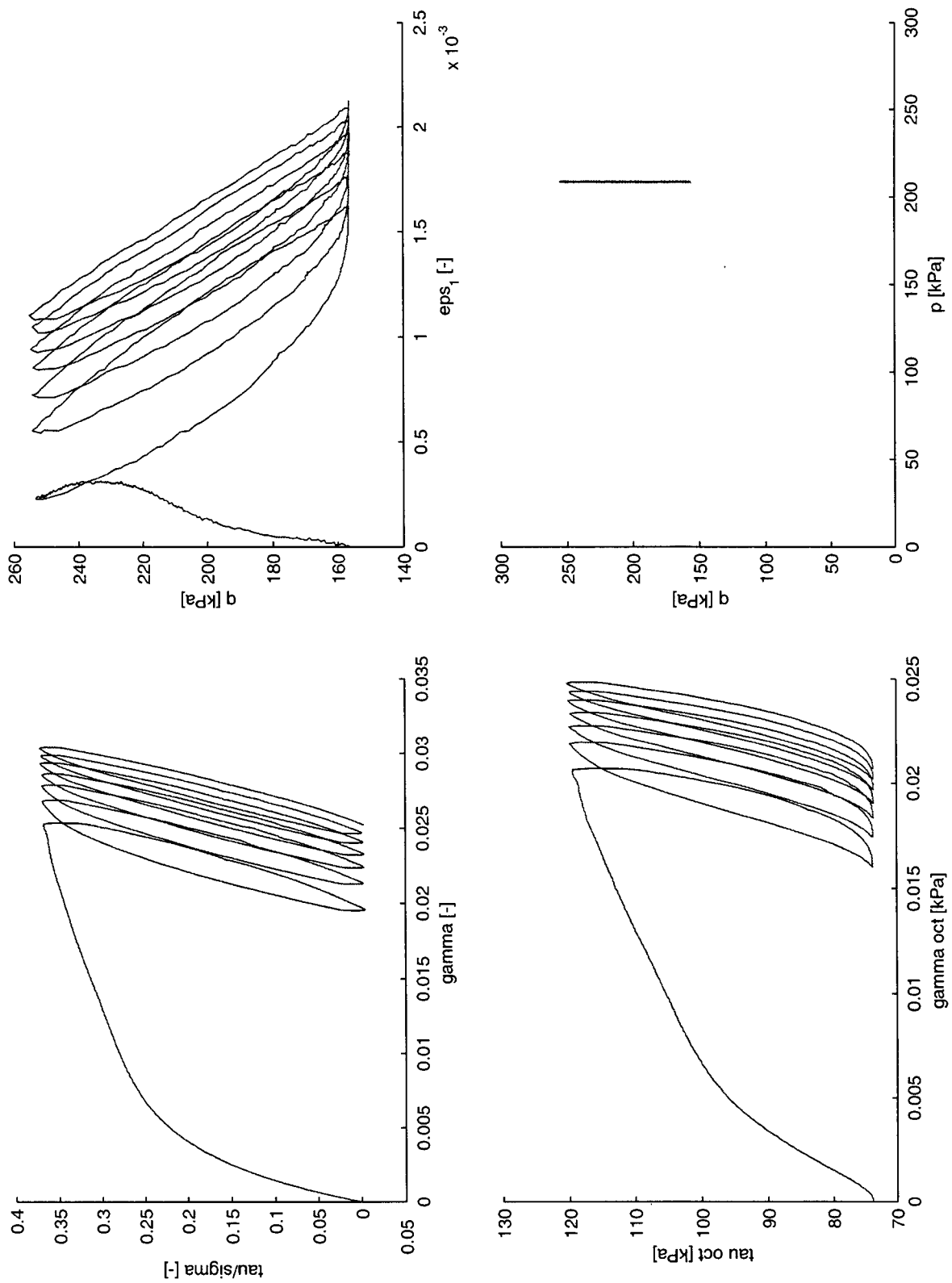
GDSaniso-p200-q150(2)

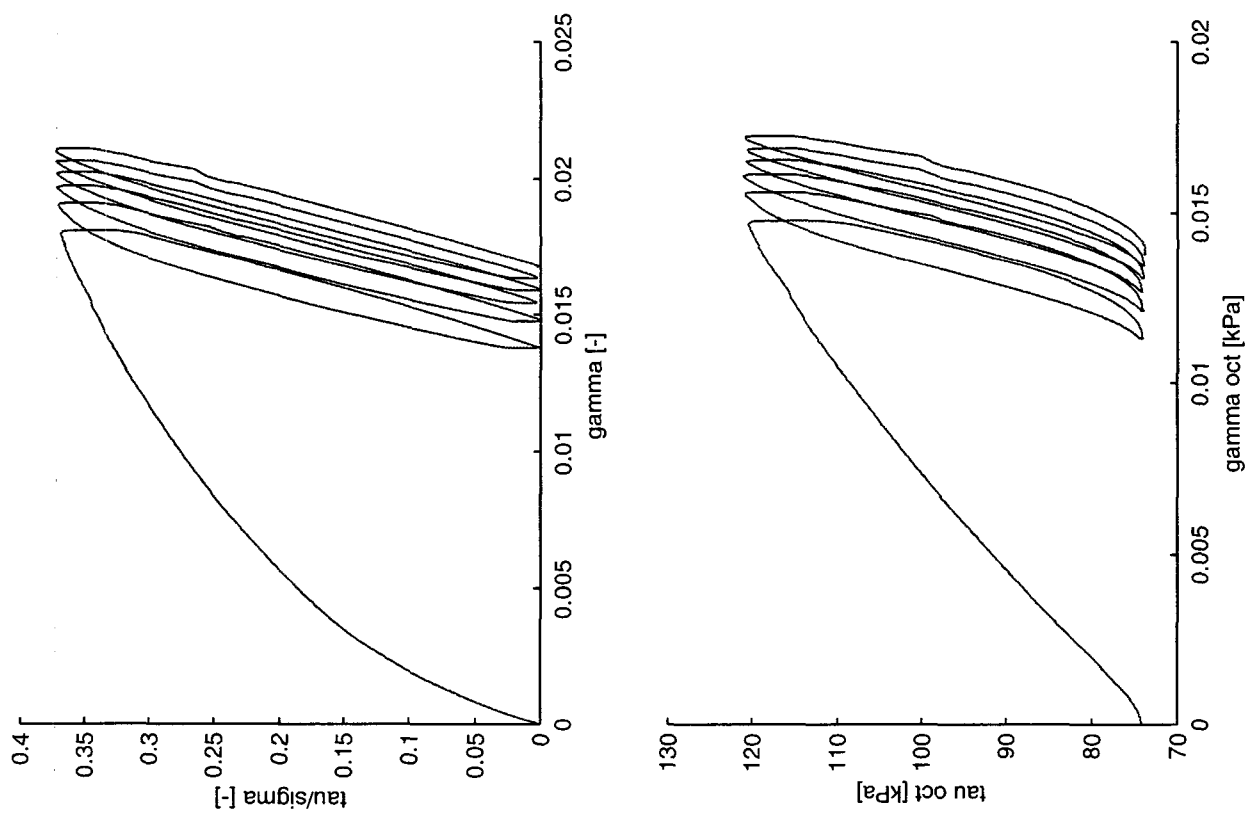
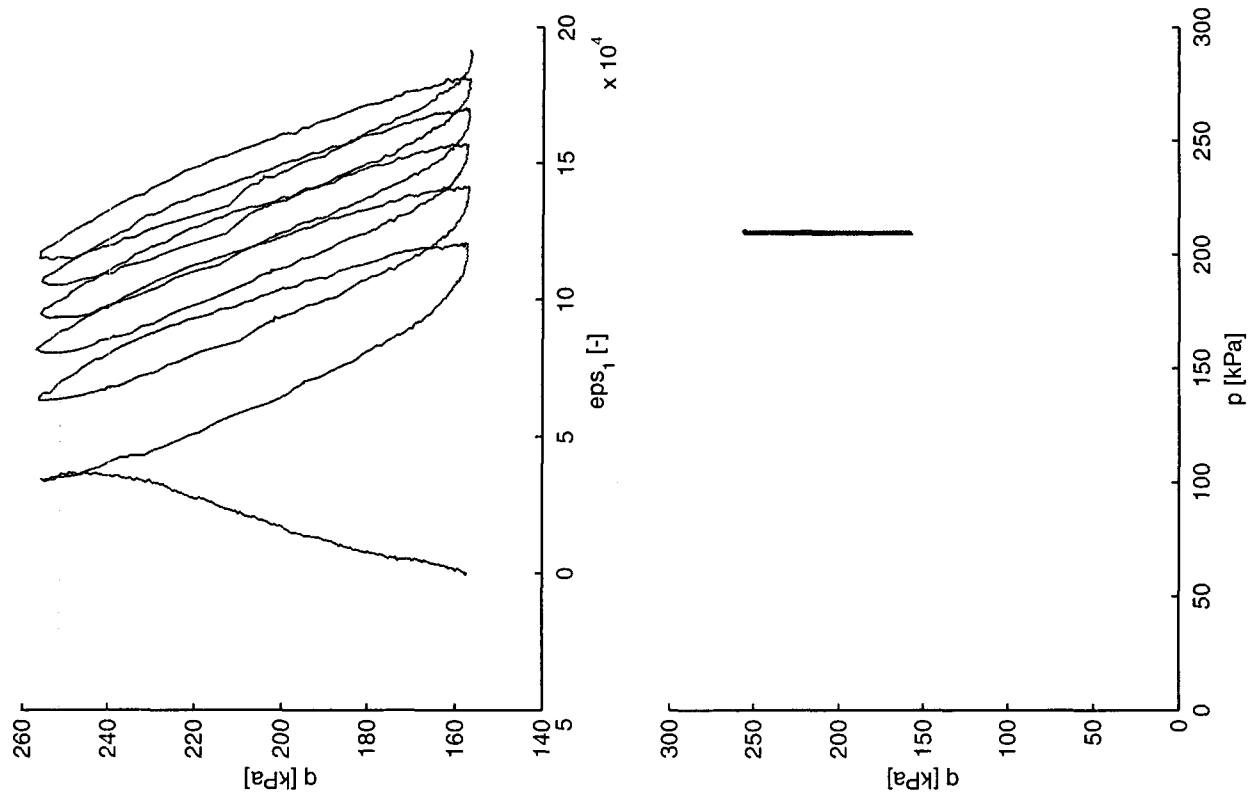


GDSaniso-p400-q300

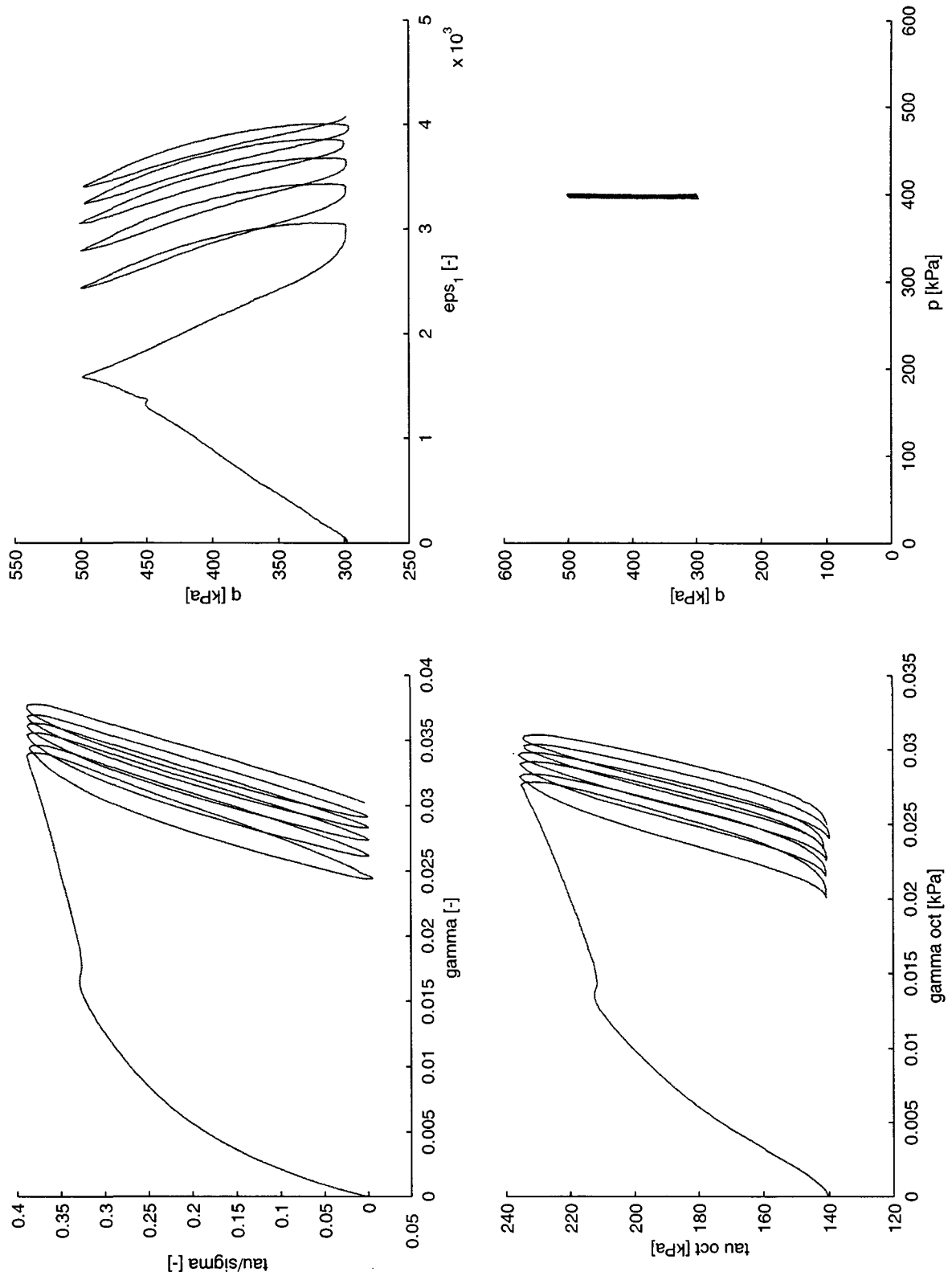


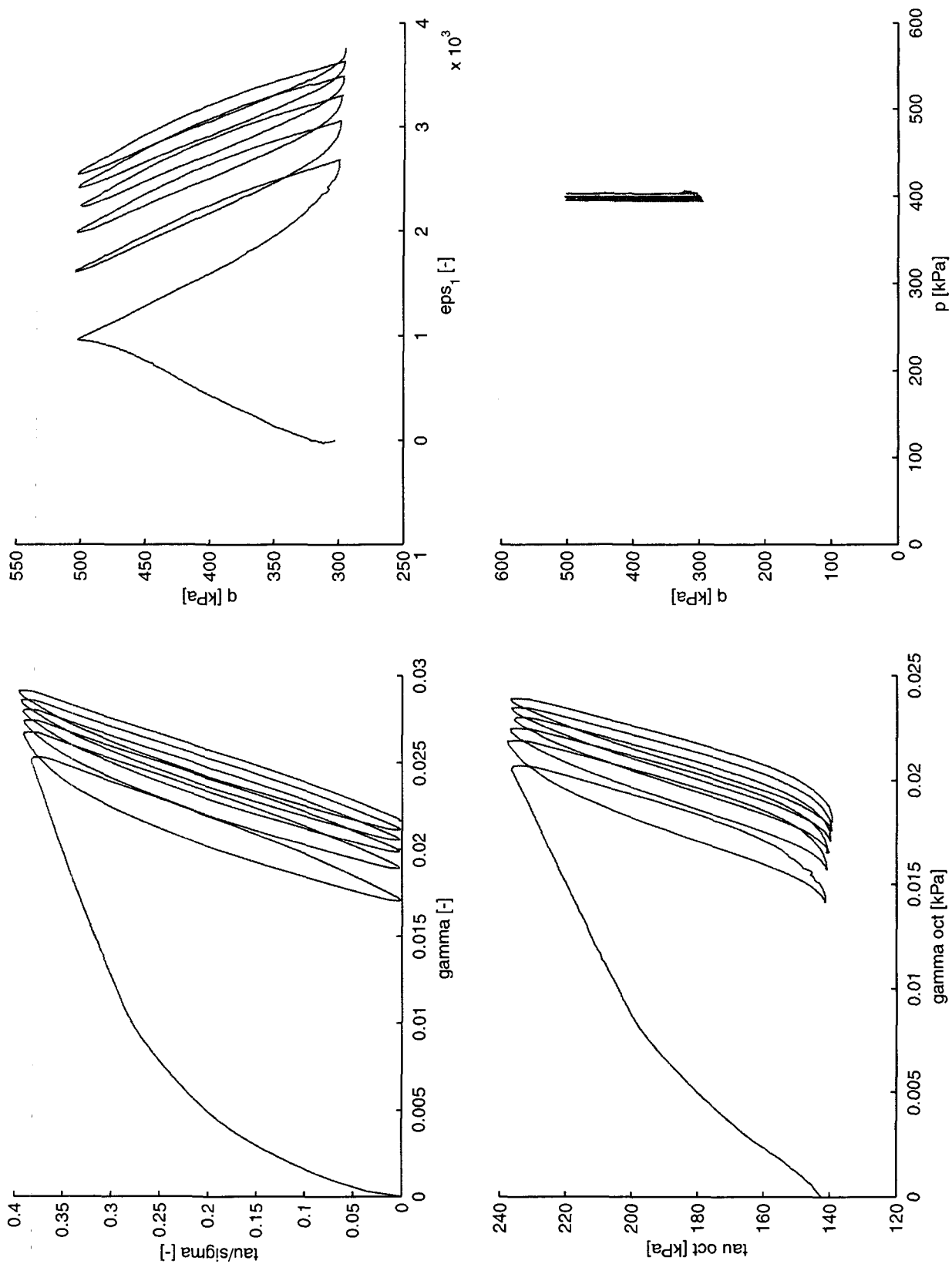
GDSaniso-p400-q300(2)





GEONOR-p200-q150(2)





ANNEXE 8 : BASES THERMODYNAMIQUES DE L'ELASTOPLASTICITÉ

La théorie de l'élastoplasticité permet de tenir compte des déformations irréversibles. Elle fait appel à la notion de surface de charge, de potentiel plastique et de loi d'écrouissage. Ces notions découlent d'un développement thermodynamique rigoureux.

En partant du second principe de la thermodynamique, en petites déformations et en choisissant l'énergie libre spécifique Ψ comme potentiel thermodynamique, on écrit l'inégalité de Clausius-Duhem :

$$\sigma : \dot{\varepsilon} - \rho(\dot{\Psi} - s\dot{T}) - \frac{\dot{q}}{T} \nabla T > 0 \quad (\text{EQ 8.1})$$

avec σ la contrainte, ε la déformation totale, ρ la densité, s l'entropie, q le vecteur de flux de chaleur et T la température. ε et T sont les *variables d'états* ou *variables observables*. Pour les phénomènes réversibles, l'état actuel dépend uniquement de ces variables. Pour les phénomènes dissipatifs, il dépend d'autres variables dites *internes* qui traduisent l'histoire de la sollicitation. En plasticité, les variables internes s'appellent généralement *variables d'écrouissage*. La variable interne la plus utilisée est la déformation plastique ε^p . Avec la déformation thermoélastique, ε^e , elle constitue la déformation totale qui s'exprime (toujours en petites déformations)

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{EQ 8.2})$$

D'autres phénomènes, comme l'endommagement par exemple, nécessite l'introduction d'autres variables internes.

L'énergie libre a été choisie comme potentiel thermodynamique. Celui-ci dépend des variables observables et des variables internes (que l'on regroupe dans un vecteur h). A l'aide de l'équation 8.2 on peut écrire:

$$\Psi = \Psi(\varepsilon, T, \varepsilon^e, \varepsilon^p, h_i) = \Psi(\varepsilon^e, T, h_i) \quad (\text{EQ 8.3})$$

Avec

$$\dot{\Psi} = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : \dot{\varepsilon}^e + \frac{\partial \Psi}{\partial T} \dot{T} + \frac{\partial \Psi}{\partial h_i} \dot{h}_i \quad (\text{EQ 8.4})$$

on obtient, en introduisant l'équation 8.4 dans équation 8.1:

$$\left(\sigma - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} \right) : \dot{\varepsilon}^e + \sigma : \dot{\varepsilon}^p - \rho \left(s + \frac{\partial \Psi}{\partial T} \right) \dot{T} - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial h_i} \dot{h}_i - \frac{\dot{q}}{T} \nabla T > 0 \quad (\text{EQ 8.5})$$

le second principe doit être vérifié quel que soit l'évolution du système. En particulier, il doit l'être pour une transformation à température uniforme qui ne modifie aucune variable (élasticité), ce qui implique

$$\sigma - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} = 0 \quad \text{ou} \quad \sigma = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} \quad (\text{EQ 8.6})$$

et

$$s + \frac{\partial \Psi}{\partial T} = 0 \quad \text{ou} \quad s = -\frac{\partial \Psi}{\partial T} \quad (\text{EQ 8.7})$$

Les équation 8.6 et équation 8.7 sont les *lois d'états*. La contrainte et l'entropie sont les *variables associées* aux variables observables. De même on définit les variables associées aux variables internes par

$$A_i = \rho \frac{\partial \Psi}{\partial h_i} \quad (\text{EQ 8.8})$$

Ces variables associées sont les variables duales des variables observables. Souvent on appelle les variables d'état (ε^e , T , h_i) *flux* et leurs variables associées (σ , s , A_i) *forces thermodynamiques*.

Compte tenu des équation 8.6 et équation 8.7, la loi de Clausius-Duhem s'écrit

$$\sigma : \dot{\varepsilon}^p - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial h_i} \dot{h}_i - \frac{\dot{q}}{T} \nabla T > 0 \quad (\text{EQ 8.9})$$

Les deux premiers termes forment la dissipation intrinsèque et le dernier terme est la dissipation thermique.

Le potentiel thermodynamique ne permet que de définir les variables associées aux variables internes. Pour décrire leur évolution, il faut un autre potentiel : celui de dissipation qui permet la définition des *lois complémentaires*. Celui-ci est une fonction à valeur scalaire positive et nulle à l'origine, continue et convexe par rapport aux variables flux.

$$\phi(\dot{\varepsilon}^p, \dot{h}_i) \quad (\text{EQ 8.10})$$

Les lois complémentaires s'expriment alors par la propriété de normalité. Cette propriété exprime que les forces sont les composantes du gradient du potentiel de dissipation dans l'espace des variables flux.

$$\sigma = \frac{\partial \phi}{\partial \dot{\varepsilon}^p} \quad (\text{EQ 8.11})$$

$$A_i = - \frac{\partial \phi}{\partial \dot{h}_i}$$

A l'aide de la transformée de Legendre-Fenchel, on obtient le potentiel dual ϕ^* et les lois complémentaires s'écrivent

$$\dot{\varepsilon}^p = \frac{\partial \phi^*}{\partial \sigma} \quad (\text{EQ 8.12})$$

$$-\dot{h}_i = \frac{\partial \phi^*}{\partial A_i}$$

Dans le cas de la plasticité, le potentiel peut se définir à l'aide de la fonction indicatrice Ψ_c dans

l'espace des forces :

$$\phi^*(\sigma, A_i) = \Psi_c(\sigma, A_i) = \begin{cases} 0 & \text{si } (\sigma, A_i) \in C \\ \infty & \text{si } (\sigma, A_i) \notin C \end{cases} \quad (\text{EQ 8.13})$$

L'équation 8.13 exprime alors que si l'état de contraintes et les variables d'écrouissage sont à l'intérieur du domaine C , les vitesses de déformations plastiques et d'évolution des variables d'écrouissage sont nulles, alors que si l'état de contraintes et les variables d'écrouissage sont sur la frontière du domaine, les vitesses sont les composantes d'un vecteur normal à la frontière de C . Si C est défini par une fonction F différentiable, cela se traduit par

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_i^p &= \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma} \\ \dot{A}_i &= \lambda \frac{\partial F}{\partial h_i} \end{aligned} \quad (\text{EQ 8.14})$$

avec $\lambda = 0$ si $F < 0$ et $\lambda \geq 0$ si $F = 0$

On appelle F *potentiel plastique*. Sous l'hypothèse de dissipativité normale, que nous avons retenue jusqu'à maintenant, ce potentiel plastique est confondu avec la *surface de charge* : on appelle également cela plasticité associée par opposition à la plasticité non-associée pour laquelle le potentiel et la surface de charge sont deux fonctions différentes.

Les variables internes A_i peuvent être de nature scalaire ou tensorielle et représentent l'état de la matière : son écrouissage. Si cette variable est scalaire, on dit que l'écrouissage est isotrope. Des exemples de variable d'écrouissage isotrope sont la déformation volumique plastique :

$$\epsilon_v^p = \epsilon_{ii}^p \quad (\text{EQ 8.15})$$

l'accumulation des déformations plastiques

$$\xi = \int_0^t \sqrt{\dot{\epsilon}_{ij}^p : \dot{\epsilon}_{ij}^p} d\tau \quad (\text{EQ 8.16})$$

ou le travail plastique

$$W_p = \int_0^t \sigma_{ij} : \dot{\epsilon}_{ij}^p d\tau \quad (\text{EQ 8.17})$$

les variables tensorielles sont appelées variables d'écrouissage cinématique, par exemple la déformation plastique elle-même

$$\alpha_{ij} = \epsilon_{ij}^p$$

ANNEXE 9 : DERIVEES

Tout d'abord on écrit les relations générale valables pour n'importe quelle fonction de charge

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial F}{\partial J_1} \frac{\partial J_1}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial F}{\partial J_{2D}} \frac{\partial J_{2D}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{EQ 9.1})$$

$$\frac{\partial^2 F}{\partial \sigma^2} = \frac{\partial^2 F}{\partial J_1 \partial \sigma} \frac{\partial J_1}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial J_1} \frac{\partial^2 J_1}{\partial \sigma^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial J_{2D} \partial \sigma} \frac{\partial J_{2D}}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial J_{2D}} \frac{\partial^2 J_{2D}}{\partial \sigma^2} \quad (\text{EQ 9.2})$$

$$\frac{\partial J_1}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial \sigma_{kk}}{\partial \sigma_{ij}} = \delta_{ij} \quad (\text{EQ 9.3})$$

$$\frac{\partial J_{2D}}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial J_{2D}}{\partial s_{ij}} \frac{\partial s_{ij}}{\partial \sigma_{kl}} = s_{ij} \frac{\partial s_{ij}}{\partial \sigma_{kl}} = s_{kl} \quad (\text{EQ 9.4})$$

En effet, sachant que :

$$\frac{\partial s_{ij}}{\partial \sigma_{kl}} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial \sigma_{kl}} - \frac{1}{3} \frac{\partial \sigma_{pp}}{\partial \sigma_{kl}} \delta_{ij} = \delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{1}{3} \delta_{pk} \delta_{pl} \delta_{ij} = \delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{1}{3} \delta_{kl} \delta_{ij} \quad (\text{EQ 9.5})$$

on trouve :

$$\frac{\partial J_{2D}}{\partial \sigma_{ij}} = s_{ij} \delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{1}{3} s_{ij} \delta_{kl} \delta_{ij} = s_{kl} \text{ car } s_{ij} \delta_{ij} = \text{tr}(s) = 0 \quad (\text{EQ 9.6})$$

Pour les deux fonctions de Perzyna admises, ses dérivées par rapport à la fonction de charge s'écrivent: dans le cas de la fonction exponentielle :

$$\frac{\partial \phi}{\partial F} = \frac{\partial}{\partial F} \left(\exp \left(n \frac{F}{F_0} \right) - 1 \right) = \frac{n}{F_0} \exp \left(n \frac{F}{F_0} \right) = \frac{n}{F_0} (\phi + 1) = \phi' \quad (\text{EQ 9.7})$$

dans le cas de la fonction puissance

$$\frac{\partial \phi}{\partial F} = \frac{\partial}{\partial F} \left(\left(\frac{F}{F_0} \right)^n \right) = \frac{n}{F_0} \left(\frac{F}{F_0} \right)^{n-1} = \frac{\frac{n}{F_0} \left(\frac{F}{F_0} \right)^n}{\frac{F}{F_0}} = \frac{n}{F} \left(\frac{F}{F_0} \right)^n = \frac{n}{F} \phi = \phi' \quad (\text{EQ 9.8})$$

Pour la surface de charge de type Cam-Clay, on écrit les relations suivantes :

$$F = J_1^2 - J_1^0 J_1 + \frac{27}{M^2} J_{2D} \quad (\text{EQ 9.9})$$

$$\frac{\partial F}{\partial J_1} = 2J_1 - J_1^0 \quad (\text{EQ 9.10})$$

$$\frac{\partial F}{\partial J_{2D}} = \frac{27}{M^2} \quad (\text{EQ 9.11})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} = (2J_1 - J_1^0) \delta_{ij} + \frac{27}{M^2} s_{ij} \quad (\text{EQ 9.12})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \kappa_p} = \frac{\partial F}{\partial J_1^0} \frac{\partial J_1^0}{\partial \kappa_p} = -J_1 \beta J_{limit}^0 \exp(\beta \kappa_p) \quad (\text{EQ 9.13})$$

$$\frac{\partial^2 F}{\partial J_1 \partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial}{\partial \sigma_{ij}} (2J_1 - J_1^0) = \frac{\partial}{\partial \sigma_{ij}} 2\sigma_{kk} = 2\delta_{ij} \quad (\text{EQ 9.14})$$

$$\frac{\partial^2 J_1}{\partial \sigma^2} = \frac{\partial^2 F}{\partial J_{2D} \partial \sigma} = 0 \quad (\text{EQ 9.15})$$

$$\frac{\partial^2 J_{2D}}{\partial \sigma_{ij} \partial \sigma_{kl}} = \frac{\partial s_{ij}}{\partial \sigma_{kl}} = \delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{1}{3} \delta_{kl} \delta_{ij} \quad (\text{EQ 9.16})$$

$$\frac{\partial^2 F}{\partial \sigma^2} = 2\delta_{ij} \delta_{kl} + \frac{27}{M^2} \left(\delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{1}{3} \delta_{kl} \delta_{ij} \right) \quad (\text{EQ 9.17})$$

$$\frac{\partial^2 F}{\partial \kappa_p \partial \sigma_{ij}} = -\beta J_{limit}^0 \exp(\beta \kappa_p) \delta_{ij} \quad (\text{EQ 9.18})$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial \phi}{\partial F} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} = \phi' \left[(2J_1 - J_1^0) \delta_{ij} + \frac{27}{M^2} s_{ij} \right] \quad (\text{EQ 9.19})$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \kappa_p} = \frac{\partial \phi}{\partial F} \frac{\partial F}{\partial \kappa_p} = -\phi' \beta J_1 J_{limit}^0 \exp(\beta \kappa_p) \quad (\text{EQ 9.20})$$

$$\frac{\partial^2 F}{\partial \kappa_p \partial \sigma_{ij}} = 0 \quad (\text{EQ 9.21})$$

Curriculum Vitae

Frédéric MAYORAZ
Maupas 11
1004 LAUSANNE

Né le 1^{er} mai 1970 à Sion
Originaire d'Hérémence (VS)
Célibataire

FORMATION

- | | |
|-----------|--|
| 1990-1995 | Section génie civil à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). |
| 1984-1989 | Maturité type B (latin-anglais), avec mention, au Lycée collège des Creusets à Sion. |

EXPERIENCES PROFESSIONNELLES

- | | |
|-----------|--|
| 1997-2001 | Doctorant au laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL. Etude expérimentale et numérique du comportement des milieux granulaires non-liés sous sollicitations mécaniques cycliques. Application aux fondations de chaussées. |
| 1995-1997 | Ingénieur assistant au laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL. Enseignement en mécanique des sols, écoulements souterrains et fiabilité des fondations. Travail de recherche sur l'application de réseaux de neurones à la prédiction des mouvements de pentes. |
| 1995 | Diplômant en ingénierie civile dans le domaine des constructions hydrauliques. Réhabilitation de l'aménagement hydraulique de la Maigrauge (FR). |

PUBLICATIONS

Mayoraz, F., T. Cornu, D. Djukic, L. Vulliet, (1997), *Neural networks : A tool for the prediction of slope movements*, XIV ICSMFE, Hamburg, **1**, pp. 703-706.

Mayoraz, F., T. Cornu, L. Vulliet, (1999), *Neural networks for the prediction of slope movements*, *Rivista Italiana di Geotecnica*, **33**, pp. 43-46.

Mayoraz F., L. Vulliet, (2001), *Neural networks for slope movements prediction*, *Int. Jour. of Geomech.* (accepté pour publication).

Vulliet, L., F. Mayoraz, (2000), *Coupling neural networks and mechanical models for better landslide management*, *Int, Symp. on Landslides*, Cardiff, **3**, pp. 1129-1134.

Bonnard, Ch., F. Mayoraz, F. Noverraz (2000), *Monitoring principles of civil works located in landslide-prone areas*, *Int, Symp. on Landslides*, Cardiff, **1**, pp. 145-150.

Mayoraz, F., T. Cornu, D. Djukic, L. Vulliet, (2001), *Utilisation de réseaux de neurones artificiels pour la prédiction du mouvement des pentes*, rapport final, 110 pp. OFROU-DFTCE, (en préparation).

Mayoraz, F., (2001), *Comportement mécanique des milieux granulaires sous sollicitations cycliques. Application aux fondations de chaussées*, thèse de doctorat, 278 pp. DGC-EPFL.

CONFERENCES

Mayoraz, F., (1996), *Neural networks : A tool for the prediction of slope movements*, Workshop sur les glissements de terrains, Lausanne.

Mayoraz, F., (2001), *Comportement mécanique des milieux granulaires sous sollicitations cycliques. Application aux fondations de chaussées*, Workshop ALERT, Aussois (F).